

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO DEFINITIVO COMPARATIVO DEL PUENTE DE 60.0 m. DE
LUZ SOBRE EL RIO TOACHI EN BASE A LAS NORMAS AASHTO
ESTÁNDAR Y LRFD.**

TOMO I

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS PRIETO SALAZAR

RENÉ OSWALDO TIPÁN ACEVEDO

ING. EDUARDO MENTOR TORRES CUNALATA

Quito, marzo 2010

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

**DISEÑO DEFINITIVO COMPARATIVO DEL PUENTE DE 60.0 m. DE
LUZ SOBRE EL RIO TOACHI EN BASE A LAS NORMAS AASHTO
ESTÁNDAR Y LRFD.**

TOMO II

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JUAN CARLOS PRIETO SALAZAR

RENÉ OSWALDO TIPÁN ACEVEDO

ING. EDUARDO MENTOR TORRES CUNALATA

Quito, marzo 2010

DECLARACIÓN

Nosotros, Juan Carlos Prieto Salazar y René Oswaldo Tipán Acevedo, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Universidad Politécnica Salesiana, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Juan Carlos Prieto Salazar

René Oswaldo Tipán Acevedo

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Juan Carlos Prieto Salazar y René Oswaldo Tipán Acevedo, bajo mi dirección.

Ing. Eduardo Mentor Torres Cunalata

DEDICATORIA

A mis padres Ramón y Grecia a mis hermanas Dorys y Erika por la comprensión y paciencia.

Juan Carlos Prieto Salazar

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de investigación en primera instancia, a mi padre Oswaldo Tipán que fue mi sustento económico durante casi toda mi carrera, además su apoyo incondicional y sabios consejos me fueron muy útiles en varias situaciones particulares de mi vida estudiantil. En segunda instancia, pero no menos importante a mi amada esposa Sandra Tenenuela que me supo alentar a seguir adelante y dar el último paso sin desmayar, por su amor y comprensión que me brinda en todo momento.

Gracias a estas dos personas y su valiosa ayuda logre exitosamente una de mis metas aspiradas.

René Oswaldo Tipán Acevedo

CONTENIDO

CAPITULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1.- ANTECEDENTES:	1
1.2.- INTRODUCCIÓN:	1
1.3.- OBJETIVO GENERAL:	2
1.4.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS:	2
1.5.- ALCANCE:	2
1.6.- METODOLOGÍA:	3
 CAPITULO II	 4
ANÁLISIS DE ESTUDIOS PRELIMINARES	4
2.1.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS:	4
2.1.1.- Ubicación:	4
2.1.2.- Aspectos Topográficos:	4
2.2.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS - HIDRÁULICOS:	5
2.2.1.- Información Básica:	5
2.2.2.- Metodología:	5
2.2.3.- Características Geomorfológicas:	6
2.2.4.- Climatología:	7
2.2.5.- Hidrología Aplicada	11
2.2.6.- Características Hidráulicas:	16
2.2.7.- Socavación:	17
2.2.8.- Conclusiones y Recomendaciones:	18
2.3.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS	19
2.3.1.- Geología	19
2.3.1.1.- Marco Geológico del Área	19
2.3.2.- INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	21
2.3.2.1.- Descripción de los Suelos encontrados	21
2.3.3.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	22
2.3.3.1.- Conclusiones	22
2.3.3.2.- Recomendaciones	23
 CAPITULO III	 25
DISEÑO ESTRUCTURAL (CÓDIGO AASHTO ESTÁNDAR)	25
3.1.- Consideraciones de diseño	25
3.2.- Normas de diseño	25
3.3.- Datos generales:	25
3.3.1.- Geometría General:	25
3.3.2.- Materiales a Usarse:	25
3.4.- Datos particulares:	25
3.4.1.- Geometría:	25
3.4.2.- Sobrecarga:	27
3.4.3.- Esfuerzos Admisible:	27
3.5.- Diseño de protecciones	28
3.6.- Cargas posteriores:	31
3.7.- CÁLCULO DEL TABLERO:	32
3.7.1.- Sección Trasversal:	32

3.7.2.- Carga Muerta	33
3.7.3.1.-Voladizo	35
3.7.3.2.-Tramo y Apoyos Interiores	36
3.7.4.- Momentos Últimos de Diseño	37
3.7.5.- Armaduras	38
3.7.5.1.-Armadura a Flexión	38
3.7.5.2.- Armadura de Distribución:	40
3.7.5.3.- Armadura de Temperatura:	40
3.8.- CÁLCULO DE VIGAS	42
3.8.1.- Datos Iniciales para el Diseño Compuesto	42
3.8.2.- Cargas	43
3.8.2.1.- Carga Muerta	43
3.8.2.2.-Carga Viva	44
3.8.2.3.-Impacto:	44
3.8.2.4.-Factor de Distribución: Art.3.23	44
3.8.2.4.-Cargas de Contracción y Temperatura:	46
3.8.3 Cálculo de Momentos:	47
3.8.3.1 Momento de Carga Muerta	47
3.8.3.2 Momento de Carga Viva + Impacto	48
3.8.3.4 Momentos por Contracción y Temperatura	52
3.8.4 Cálculo de cortes	52
3.8.4.1 Distribución de Rigidizadores	52
3.8.4.2 Cortes por Carga Permanente	53
3.8.4.3 Cortes de Carga Viva + Impacto	53
3.8.4.4 Esfuerzos Cortantes	54
3.8.5 Secciones Resistentes: Propiedades Geométricas y Esfuerzos	57
3.8.6.- Rigidizadores	64
3.8.6.1.- Rigidizador Transversal Intermedio	64
3.8.6.2 Rigidizador Longitudinal	69
3.8.6.3 Rigidizador de Apoyo	72
3.8.7 Arriostramiento inferior	76
3.8.8.- Arriostramiento vertical.- diafragmas	80
3.8.8.1.- Introducción	80
3.8.9 Conectores de corte	84
3.8.9.1 Introducción	84
3.8.9.2 Cálculos	88
3.8.10.- ESTIMACIÓN de deflexiones	91
3.8.10.1 Introducción	91
3.8.10.2 Cálculos	93
3.8.11.- CONEXIONES	96
3.8.11.1 INTRODUCCIÓN	96
3.8.11.2 Unión Alma – Patín	99
3.8.11.3 Unión Alma – Rigidizador de Apoyo	101
3.8.11.4 Unión de Tramos	101
3.8.11.5 Unión de Conectores de Corte.	101
3.9.- INFRAESTRUCTURA	103
3.9.1.- Estribos	103
3.9.1.1. Geometría	103

3.9.1.2 Cargas	104
3.9.2.- Diseño	112
3.9.2.1. Dedo	112
3.9.2.2. Talón	114
CAPITULO IV	116
APLICACION DE LAS NORMAS AASHTO LRFD AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES	116
4.1.- INTRODUCCIÓN AL AASHTO LRFD:	116
4.2.- Campo de aplicación de las especificaciones:	117
4.3.- DETERMINACIÓN de la luz de cálculo:	118
4.4.- SEPARACIÓN de diafragmas:	119
4.5.- SEPARACIÓN entre rigidizadores transversales	INTERMEDIOS. 125
4.6.- Esfuerzos admisibles y combinaciones de carga	130
4.7 Barandas y Protecciones	142
4.8.- Espesor del tablero	142
4.9.- Ubicación de la carga viva en el voladizo	146
4.10.- Ancho de distribución	148
4.11.- Método de análisis de losas y tableros	150
4.12.- Armaduras	150
4.130.- REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS	152
4.14.- Sobrecargas	154
4.15.- Factor de DISTRIBUCIÓN	156
CAPITULO V	157
DISEÑO ESTRUCTURAL (CÓDIGO AASHTO LRFD)	157
5.1.- SOBRECARGA:	157
5.2.- Esfuerzos admisibles:	158
5.3.- Diseño de protecciones:	159
5.3.1. Metodología de Cálculo de Barandas Vehiculares de Hormigón Armado Mediante Líneas de Rotura:	171
5.4.- Carga del parapeto por unidad de longitud:	179
5.5.- Cálculo del tablero	179
5.5.1.- Sección Transversal:	179
5.5.2.- Carga Muerta: Voladizo – Tramo	181
5.5.3.- Carga Viva	184
5.5.4.- Momentos Últimos de Diseño:	191
5.5.4.1. Cálculo del Momento Positivo Factorado:	191
5.5.4.2. Cálculo del Momento Negativo Factorado:	192
5.5.5.- Armaduras:	194
5.6.- CÁLCULO DE VIGAS	208
5.6.1.- Datos Iniciales para el Diseño Compuesto	208
5.6.2.- Cargas	210
5.6.3.- Cálculo de Momentos	214
5.6.3.1.- Momentos de Carga Muerta	214
5.6.3.1.- Momentos de Carga Viva + IM	216
5.6.4.- Cálculo de cortes	220

5.6.4.1 Distribución de Rigidizadores	220
5.6.4.2.- Cortes por Cargas Permanentes	221
5.6.4.3.- Corte de Carga Viva + IM	221
5.6.5.- Secciones resistentes	223
5.6.6.- Arriostramiento Inferior	253
5.6.7.- Rigidizadores	264
5.6.7.1.- Diseño de Rigidizadores Transversales Intermedios	264
5.6.7.2.- Diseño de Conectores de Corte:	269
5.6.7.3.- Diseño de Rigidizadores de Apoyo:	279
5.6.8.- Diseño de Conexiones Soldadas:	286
5.6.8.1.- Introducción	286
5.6.8.2.- Unión Rigidizador de Apoyo - Alma	290
5.6.8.3.- Unión soldada entre el Alma y las Alas	292
5.6.9.- Diseño de Diafragmas o marcos transversales:	294
5.6.10.-Estimación de Deflexiones:	299
5.6.10.1.- Introducción	299
5.6.10.2.- Cálculos	300

CAPITULO VI 303

PRESUPUESTO Y PROGRAMACION DE OBRA 303

6.1.- CONCEPTOS GENERALES	303
6.1.1.- PRESUPUESTACIÓN.	303
6.1.2.- RUBROS.	303
6.1.3.- PRESUPUESTO.	303
6.1.4. -PARTES DE UN PRESUPUESTO.	304
6.1.5.- COSTO DE UNA OBRA.	304
6.1.6. -PRECIO DE UNA OBRA.	304
6.1.7.- PRECIO UNITARIO.	304
6.1.8. -UNIDAD DE OBRA.	304
6.1.9.- METODOLOGÍA DE PRECIOS UNITARIOS.	305
6.1.10.- COMPOSICIÓN DE UN ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.	306
6.1.11.- COSTOS DIRECTOS.	306
6.1.12.- COSTOS INDIRECTOS.	306
6.1.13.- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS RUBROS DE CONSTRUCCIÓN.	307
6.1.14.- MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.	308
6.2.- RUBROS Y CANTIDADES DE OBRA	309
6.3.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS	309
6.4.- PRESUPUESTO ESTIMATIVO	309
6.5.- CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES	310
6.6.- ANALISIS DE RUTA CRÍTICA.	310
6.7.- INDICADORES ECONOMICOS.	311

CAPITULO VII 312

COMPARACION TECNICO ECONOMICA 312

7.1.- VARIACIÓN EN LA APLICACIÓN DE CARGAS	312
7.2.- VARIACIÓN EN LA COMBINACIÓN DE CARGA	316
7.3.- VARIACIÓN EN LAS TEORÍAS DE DISEÑO	321

7.4.- ALTERNATIVA TÉCNICA MÁS VIABLE	324
7.5.- ALTERNATIVA ECONÓMICA MÁS VIABLE	324

CAPITULO VIII	326
IMPACTO AMBIENTAL	326
8.1.- CONSIDERACIONES PRELIMINARES Y DIAGNÓSTICO:	326
8.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO:	328
8.3.- MARCO LEGAL.	330
8.4.- MEDIO AMBIENTE FÍSICO	334
8.5.- ASPECTO ECOLÓGICO.	336
8.6.- ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS	337
8.7.- CALIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES	337
8.8.- DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DEL PROYECTO EN LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN	343
8.9.- IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES AMBIENTALES QUE SERÁN AFECTADOS POR LAS ACTIVIDADES DEL PROYECTO	345
8.10.-DETERMINACIÓN DE LA MAGNITUD E IMPORTANCIA DE CADA ACCIÓN SOBRE EL RESPECTIVO COMPONENTE AMBIENTAL AGUA AIRE, SUELO, RUIDO, SERVICIOS PÚBLICOS, ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS	349
8.11.- MEDIDAS DE MITIGACIÓN AMBIENTAL	354
8.12.- CONCLUSIONES	360

CAPITULO IX	361
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	361
9.1.- Conclusiones:	361
9.2.- Recomendaciones:	366

GLOSARIO

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1.- ANTECEDENTES:

Las normas AASHTO ESTÁNDAR que son las que reconoce el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, para ser usadas en los diseños de puentes, han sido sustituidas en los Estados Unidos por las normas AASHTO LRFD, las mismas que entraron en vigencia como únicas a partir del año 2007.

En el país, oficialmente el MTOP, no dispone todavía el cambio de dichas normas. Esto se debe a que siempre mantenemos un retraso en la adopción de nuevas técnicas y normativas.

1.2.- INTRODUCCIÓN:

El uso de las nuevas normas en el país será un proceso lento al que hay que ir encaminándose, por lo que es necesario que se vaya orientado a los nuevos profesionales al conocimiento de estas nuevas especificaciones a fin de que se pueda aplicar lo mas pronto posible.

Como podrá comprenderse, las especificaciones son extensas, por lo que es necesario se vaya adoptando por partes para lo cual se desarrollara un campo de aplicación de las normas con el objeto de familiarización de las mismas.

1.3.- OBJETIVO GENERAL:

Realizar el estudio estructural, utilizando las normas AASHTO ESTÁNDAR y LRFD, del puente de 60,0 m de luz sobre el **Río Toachi**, para la identificación de los aspectos de optimización del AASHTO LRFD con respecto al AASHTO ESTÁNDAR.

1.4.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Analizar los estudios preliminares (Topográfico, Hidrológico – Hidráulico, Geológico – Geotécnico)
- Comparar las alternativas técnica y económica en los dos diseños.
- Comparar entre aplicación de cargas, combinación de cargas y teoría de diseño

1.5.- ALCANCE:

Para fines investigativos se procederá a diseñar estructuralmente el puente utilizando los códigos AASTHO ESTÁNDAR Y LRFD respectivamente con el fin de evidenciar las variaciones entre las técnicas de cálculo como: aplicación de cargas, combinación de cargas, teoría de diseño, etc.

Al final se obtendrá parámetros sobre los cuales se podrá concluir sobre la aplicabilidad de las normas AASTHO LRFD en el país y el grado de optimización que estas conllevan.

1.6.- METODOLOGÍA:

- **Análisis de estudios preliminares:** topográficos, hidrológicos – hidráulicos y geológicos – geotécnicos.
- **Diseño estructural Código AASHTO ESTÁNDAR:** Consideraciones de Diseño, Normas de Diseño (AASHTO ESTÁNDAR 2002), Datos Generales, Geometría General, Materiales a usarse, Datos Particulares, Diseño de Protecciones, Cargas Posteriores, Armado de Protecciones Laterales, Cálculo del Tablero, Cálculo de Vigas, Infraestructura.
- **Aplicación de las normas AASHTO LRFD al diseño estructural de puentes:** .- Introducción al AASHTO LRFD, Campo de Aplicación de las Especificaciones, Determinación de la Luz de Cálculo, Separación de Diafragmas, Separación entre Rigidizadores Transversales Intermedios, Esfuerzos Admisibles y Combinaciones de Carga, Barandas y Protecciones, Espesor del Tablero, Ubicación de la Carga Viva en el Voladizo, Ancho de Distribución, Método de Análisis de losas y tableros, Armaduras, Requerimientos para el diseño de vigas compuestas, Sobrecargas, Factor de Distribución.
- **Diseño estructural Código AASHTO LRFD:** Sobrecarga, Esfuerzos Admisibles, Diseño de Protecciones, Cargas Posteriores, Armado de Protecciones Laterales, Cálculo del Tablero, Cálculo de Vigas, Rigidizadores, Conexiones, Infraestructura.
- **Presupuesto y Programación de Obra:** Conceptos Generales Rubros y Cantidades de Obra, Análisis de Precios Unitarios, Presupuesto Estimativo, Cronograma de Actividades, Análisis de Ruta Crítica, Indicadores Económicos.
- **Comparación técnico – económica:** Variación en la Aplicación de Cargas, Variación en la Combinación de Cargas, Variación en las Teorías de Diseño, Alternativa Técnica más viable, Alternativa Económica más viable.
- **Impacto Ambiental:** .- Consideraciones Preliminares y Diagnóstico, Identificación de Impactos Ambientales, Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de impactos ambientales, Aplicación de la Matriz de Leopold para la Matriz de impactos ambientales, Planes de contingencia y/o mitigación.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1.- ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS:

2.1.1.- UBICACIÓN:

El puente Toachicito se encuentra en las coordenadas:

Long.	79° 11' 45"	Occidental
Lat.	00° 35' 45"	Sur
Alt.	337,50	msnm.

A 20 Km. de Patricia Pilar y a 60 Km. de Santo Domingo. En el cantón Patricia Pilar provincia de los Ríos. (*Anexo 1*)

2.1.2.- ASPECTOS TOPOGRÁFICOS:

El sitio de emplazamiento esta entre las abscisas 0 + 312,29 y 0+ 372,29 de la carretera Patricia Pilar – Santa María del Toachi. El trazado geométrico contempla una curva antes de la entrada al puente.

El nivel de rasante establecido en el puente es la cota: 344,18 El gálibo es suficiente, entre la parte inferior de las vigas y la máxima creciente¹.

¹ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE (MOPT)

2.2.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS - HIDRÁULICOS:

2.2.1.- INFORMACIÓN BÁSICA:

Sobre el área del puente sólo existen estudios regionales tales como isoyetas, isotermas, tipo de suelos, uso de suelo.

Sobre el río Toachicito solo existen aforos esporádicos y la estación hidrológica **H0326 Baba DJ** Toachi Grande controla un área muy grande 1416 Km² contra el área de estudio que tiene 45 Km² y puede servir de referencia solamente.

La estación básica para el estudio meteorológico es Santo Domingo de los Sachilas que tiene el código M 027 de tipo climatológico principal operada por la DAC.

Las cartas topográficas existentes son: a escala 1:50.000, M: 100.000 y a escala 1:50.000 (*Anexo 2*).

2.2.2.- METODOLOGÍA:

Con la información disponible se genera los datos de caudales crecidas, niveles, velocidades, erosión, socavación, etc.

La información meteorológica y geomorfológica se transforma en caudales.

Para el caudal de crecidas se utilizan tres métodos para seguridad de los parámetros de diseño.

1. Método de Regionalización
2. Lluvia Caudal
3. Hidrograma Unitario

2.2.3.- CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICOS:

- **Geomorfología**

La cuenca del río Toachicito está dentro de la formación Macuchi se compone de rocas volcánicas, porfiritas, diabasas, cuarzo y dioritas del cretácico.

- **Hidrografía**

La cuenca receptora del río Toachicito es el río Quevedo que desemboca en el río Guayas. Los principales afluentes son el río Negro y el río S/N. Estos ríos arrastran cantos rodados de gran diámetro.

- **Parámetros Geomorfológicos**

Los más importantes son:

Área de drenaje total (A)	45 Km ²
Área cubierta de bosques	10 Km ²
Área cubierta de pastos y cultivos	35 Km ²
Altitud máxima H _{max}	2000 msnm.
Altitud media H _{med}	900 msnm.
Altitud mínima H _{min}	337,50 msnm.
Longitud del río L	10 Km.
Longitud al centro de gravedad (L _c)	5 Km.
Pendiente longitudinal máxima	30 %
Pendiente longitudinal media	16,62 %
Pendiente en el sitio del puente	2,0 %
Diferencia de altitudes de la cuenca (h)	1662,5 m
Densidad de drenaje	1,1 Km. /Km ²
Tiempo de concentración (T _c)	47 minutos

Factor de compacidad (Fc.)	1,04
Factor de forma (Ff)	0,56
Perímetro de la cuenca (P)	25 Km.

- **Cubierta Vegetal**

La capa vegetal es medianamente potente con pendientes transversales moderadas que necesitan un buen manejo del suelo. Los terrenos son aptos para un cultivo intenso.

En la parte alta se encuentra bosques y cultivos, en la parte baja predominando el pasto que retiene bastante bien la humedad por lo cual se adopta un coeficiente CN= 80

2.2.4.- CLIMATOLOGÍA:

- **Factores del Clima**

El área de influencia del proyecto del puente Toachicito tiene un clima definido por factores geográficos, astronómicos y meteorológicos entre los cuales se destaca la altitud geográfica y la orientación geográfica.

La cercanía de la cordillera de los Andes determina que esté sometida a abundantes precipitaciones meteóricas. Los vientos cargados de humedad chocan en las montañas más frías y sufren expansión adiabática, es decir, con pérdida de energía.

- **Régimen Climático**

El patrón o modelo climático de la cuenca del río Toachicito es de tipo Occidental con distribución estacional bien definido.

Los meses lluviosos van desde enero hasta junio. El régimen plurianual es casi constante.

En el régimen anual varía bastante la lluvia pero los demás elementos se mantienen casi constantes.

Las variaciones diarias y a un más las variaciones horarias son bien significativas para todos los elementos del clima.

- **Clasificación Climática**

La relación evapotranspiración/ lluvia está alrededor del valor 0.288 siendo la lluvia 3111 mm y la evapotranspiración 897 mm. En el sitio del puente la temperatura es 23° C está en límite de la zona premontano – jungla, el clima es tropical – húmedo y el piso ecológico es selva húmeda – jungla.

Elementos del Clima

- **Precipitación**

La precipitación anual en la cuenca varía entre 6061 mm y 1539 mm en los años 1997 y 1990 respectivamente con un valor medio de 3111 mm. (ANEXO 3 – Cuadro 1).

La precipitación máxima mensual 960 mm en diciembre de 1997 (último Fenómeno del Niño), la precipitación mínima mensual 4.0 mm en julio de 1994 con un valor medio de 259.2 mm.

La precipitación máxima en 24 horas tiene un rango de variación entre 228 mm y 41 mm siendo el valor medio 124.5 mm. El número de días con precipitación son máximo 325 días, mínimo 219 y de promedio 286 días. (ANEXO 3 – Cuadro 2)

En los meses de invierno de enero a mayo (5 meses) precipita el 74 % del total anual.

La intensidad en mm/ hora de lluvia puede ser calculada con la fórmula.

$$i = 240 T_r^{0.150} / T_c^{0.49}$$

T_r = tiempo de retorno en años y T_c = tiempo de concentración en minutos.

El área corresponde a la zona # 30.

- **Temperatura**

La temperatura de la zona se mueve entre los extremos absolutos:

Máxima	=	34,3 °C	(ANEXO 3 - cuadro 3)
Media	=	22,8 °C	(ANEXO 3 - cuadro 5)
Mínima	=	11,0 °C	(ANEXO 3 - cuadro 4)

La temperatura máxima ocurre a las 14 horas, mientras que las temperaturas mínimas ocurren durante las madrugadas (5 horas).

La variación interanual de la temperatura media es imperceptible pero la variación anual diaria y dentro del mismo día (horaria) es algo notoria (19).

- **Humedad Relativa**

Este elemento climático se desplaza desde el 100 % hasta un mínimo absoluto del 43 % siendo el valor medio 94 % generalmente a las 14 horas. La humedad del aire se incrementa antes de producirse la lluvia (ANEXO 3 - cuadro 6, 7 y 8).

- **Evaporación**

Este elemento climático en periodos iniciales se registra con el tubo piche y luego en los últimos años solo se registra en el tanque clase A.

El valor medio anual es piche 319 mm y tanque 897 mm. El valor medio mensual es 27 mm para piche y 74.8 para el tanque. El valor medio diario según piche es 0.9 mm y según el taque es 2.5 mm (ANEXO 3 -cuadro 14).

- **Nubosidad**

El elemento climático de la nubosidad bien estable, es muy raro encontrar un día despejado en esa zona.

El valor normal es 8/8 es decir, cielo completamente cubierto.

(ANEXO 3 - cuadro 12)

- **Vientos**

El lugar es bastante protegido de los vientos, por eso los valores que miden el viento son modestos en relación a sitios elevados o cerca del mar como ejemplo.

La velocidad promedio del viento es solo de 0.9 Km. / h o 3.24 m/s.

El mes más ventoso es febrero, las velocidades máximas del viento llegan a tener 9.0 m/s (ANEXO 3- cuadro 10y 11).

La dirección más frecuente del viento es SW seguido de la dirección NW (ANEXO 3- cuadro 15) para el régimen es de calma porque en el tiempo predomina la calma.

- **Heliofanía**

En Santo Domingo brilla el sol en promedio 613 horas por año siendo el máximo valor 869 horas y el mínimo valor 486 horas.

El valor de Helíofania medio mensual es 51.1 horas, el valor medio diario es 1.68 horas. (ANEXO 3- cuadro # 13)

- **Balance Hídrico**

El suelo se satura completamente en los meses de enero o junio para comenzar con el proceso de escurrimiento hasta el mes de diciembre. Pero la lluvia siempre supera a la evapotranspiración, es decir, ningún mes tiene déficit hídrico.

2.2.5.- HIDROLOGÍA APLICADA

- **Componente Físico.**

En la cuenca del Toachicito se encuentra por lo menos con dos climas, diferentes, el tropical – húmedo en la parte baja y subtropical – perhúmedo en la parte alta ya que hay más de 1500 m de diferencia en altitud geográfica.

En la misma proporción varían pendientes longitudinales y transversales, la vegetación, los bosques, los cultivos y los suelos agrícolas.

La cuenca no presenta mayores problemas de conservación. En la parte alta las lluvias son más persistentes y por las pendientes grandes los ríos presentan crecidas violentas.

El almacenaje del agua en el suelo es alta que junto con los bosques y la vegetación regulan los escurrimientos.

- **Régimen Hídrico**

El régimen es netamente pluvial con estación caudaloso bien determinada.

Los caudales altos se presentan en enero, febrero, marzo y abril, periodo en el cual escurre el 75 % del total anual, asumiendo que la conservación y manejo continúe en el nivel actual se espera igual comportamiento del río en el futuro.

- **Caudales**

Caudal Medio Interanual

En base de la aplicación del polinomio ecológico que toma en cuenta el clima, la geomorfología y las precipitaciones con la respectiva retención de la humedad se obtiene una serie de caudales medios mensuales y anuales.

Los caudales principales son:

Máximo anual	=	5800	m ³ /s
Medio interanual	=	3419	m ³ /s
Mínimo interanual	=	2300	m ³ /s
Relación máximo / mínimo	=	2522	

Caudales Medios Mensuales

El método ecológico consiste en:

$$Q_i = K A^m (0.7 P_i + 0.29 P_{i-1} + 0.01 P_{i-2})^n$$

Q_i = Es el caudal medio mensual del mes presente (m^3/s).

K = Coeficiente ecológico que va desde 0.0030 hasta 0.0100 según el piso ecológico.

A = Área de drenaje de la cuenca en Km^2 .

P_i = Precipitación del mes presente de la estación base en mm.

P_{i-1} = Precipitación del mes anterior de la estación base mm.

P_{i-2} = Precipitación del mes tras anterior de la estación base mm.

m = Exponente geomorfológico que depende del tamaño y forma de la cuenca, valor entre 0.30 y 0.90.

n = Exponente del grado de regulación de la cuenca valor que fluctúa entre 0.30 a 0.90.

El polinomio se calibra con aforos y con el balance Hidrológico (coeficiente de escurrimiento).

El mes más caudaloso es 9.9 m^3/s en Septiembre 1992

El valor del mes normal es 3.419

El mes más seco es 0.600 m^3/s en Agosto de 1989

La distribución promedio estacional es:

Ene.	4,6	Ago	1,5
Feb.	5,5	Sep.	2,3
Mar.	5,6	Oct.	1,8
Abr.	5,5	Nov.	2,0
May.	4,2	Dic.	3,0
Jun.	3,0		
Jul.	2,0	Año	3,419

En el cuadro 16 se presenta la serie de caudales medios mensuales generados.
(ANEXO 3 – cuadro 16)

- **Caudales Medios Diarios**

Para caudales bajos los caudales diarios son el 95 % del valor mensual y para caudales altos los diarios son 110 % del valor mensual aproximadamente.

- **Caudales de Crecidas**

Las crecidas estimadas con el ábaco regional del gráfico 4 son:

(ANEXO 3 – gráfico 4)

$$Q = q A = 5.0 \cdot 45 = 225 \quad 1000 \text{ años}$$

$$Q = q A = 3.15 \cdot 45 = 140 \quad 200 \text{ años}$$

$$Q = q A = 1.75 \cdot 45 = 79 \quad 100 \text{ años}$$

Otro método es el hidrograma unitario siendo el tiempo de pico.

$$T_p = 1.508 C_t (L \cdot L_c / S^{1/2})^{0.38} = 2,15 \text{ horas}$$

$$C_t = 0,85$$

$$C_p = 0,20$$

$$T_r = T_p / 5.5 = 0.39 \text{ horas es el tiempo de duración estándar}$$

$$q_p = 0,275 C_p / T_p = 0,026 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2/\text{mm}$$

$$= 1,151 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

$$= 219 \text{ m}^3/\text{s}$$

Siendo

$$\text{Lluvia en el epicentro} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Lluvia media} = 0,99 \cdot 250 = 247,5 \text{ mm}$$

$$\text{Lluvia en 1 horas} = P_{\text{max. 24 h}} \cdot 0.77 = 190,6 \text{ mm}$$

Las coordenadas del hidrograma unitario son:

Tiempo		Caudal	
T/T _p	Horas	q/q _p	m ³ /s
0,00	0,0	0,00	0.0
0,33	0.7	0,21	47.2
0,67	1.4	0,70	157.5
1,00	2.15	1,00	225.0
1,33	2.9	0,95	218.8
1,67	3.6	0,84	189.0
2,00	4.3	0,73	182.3
2,33	5.01	0,61	137.3
2,67	5.7	0,50	118.5
3,00	6.5	0,40	90.0
3,33	7.2	0,33	71.0
3,67	7.9	0,27	60.8
4,00	8.6	0,23	51.8
4,33	9.3	0,18	40.5
4,67	10.0	0,15	33.8
5,00	10.8	0,12	27.0
5,33	11.5	0,09	20.3
5,67	12.2	0,06	13.5
6,00	12.9	0,04	9.0
6,33	13.6	0,03	6.8
6,67	14.3	0,02	4.5
7,00	15.1	0,00	0

Tabla II - 1: Coordenadas del Hidrograma Unitario

Método Lluvia Caudal consiste en la aplicación de los resultados de las cuencas experimentales.

El índice de humedad $IH = 50$

Luego la lluvia efectiva es:

$$L_s = 0,280 P_m - 2,1 = 61,2 \text{ mm}$$

El caudal específico es:

$$q_{ms} = 277,5 L_s^{0.7} = 4943 \text{ l/s/Km}^2$$

$$Q = 223 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Sedimentos**

El río Toachicito arrastra la siguiente cantidad de sedimentos:

$$Q = 0.864 * Q * C = 591 \text{ Ton / día}$$

$$C = 200 \text{ ppn.}$$

De los cuales el 10 % es de material de fondo

2.2.6.- CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS:

El río Toachicito es de tipo torrencial estacional, 100 % de régimen pluvial. La calidad geomecánica de la cuenca es buena.

En el cuadro 17 están las características físicas principales de visita de campo. (ANEXO 3 – cuadro 17)

El sitio del puente está inmediatamente ubicado después de una curva cerrada de la vía que será mejorada. El cauce del río también será rectificado dándole una forma trapezoidal con el fin de aumentar el área hidráulica

Los materiales que están en el lecho del río son gravas y bloques y con poca frecuencia cantos rodados 15 %

Calado antes de rectificar al cauce	3,45	m
Calado después de rectificar al cauce	3,05	m (340,55 msnm)
Ancho Mojado	55	m
Perímetro Mojado	57,5	m
Área mojada	85,84	
Radio Hidráulico	1,49	
Rugosidad del cauce	0,075	
Velocidad del agua	2,65	m/s
Pendiente del eje hidráulico	0,020	
Factor hidráulico	1,95	
Factor geométrico	1,33	
Número de Froude	0,67	
Velocidad crítica	1,49	m/s

En el gráfico 6 esta el resultado más importante, que es la curva de descarga.

En el gráfico 7 hojas 1y 2 están las características hidráulicas más importantes en funcionamiento del calado o altura mojada. (ANEXO 3 – gráficos 6, 7).

2.2.7.- SOCAVACIÓN:

Para el cálculo de socavación los datos de campo y laboratorio son:

Tramo recto ligeramente curvo

Material del lecho grava y guijarro

Pendiente longitudinal 0.02

Diámetro de partículas 0,12 m

Concentración de sólidos $C = 2.0$ ppH

Los caudales resultantes arrojan:

Ancho mojado	=	55,02	m
Calado máximo	=	1,50	m
Calado medio (a/b)	=	1,55	m
Caudal de socavación	=	225.06	m ³ /s
Caudal total	=	225.06	m ³ /s
Caudal por metro lineal	=	1.25	m ³ /s/m
Factor del lecho inicial (fbo)	=	5,77	
Factor del lecho final (fb)	=	12,7	
Altura de régimen dr	=	2,00	m
Factor Z	=	1,80	
Altura total ds	=	3,59	m
Profundidad de socavación	=	2,04 m	= 335.46 msnm.

2.2.8.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

La zona por la que a traviesa el río Toachicito es una transición entre llanura y pie de montaña, es decir, solo se transportan sedimentos medianos y material de fondo de gran diámetro.²

Los datos que arrojan el estudio son los siguientes:

Luz	60	m
Velocidad del agua	2,65	m/s
Cota rasante	344,18	msnm.
Área hidráulica	85	m ²
Cota borde inferior de la viga	341,68	msnm.
Cota de la máxima creciente	340,05	msnm.
Cota de aguas normales	338,50	msnm.
Cota de estiaje	338,00	msnm.
Cota fondo del río	337,50	msnm.
Gálibo disponible	2,68	m
Caudal máximo de crecidas	225	m ³ /s
Socavación máxima	2,04	m
Área de drenaje de la cuenca	45	km ²
Pendiente en el sitio del puente	0,020	
Máxima altitud de la cuenca	2.000	msnm.
Mínima altitud de la cuenca	337,50	msnm.
Tiempo de concentración	47	minutos
Longitud del río	10	km.

² ESTUDIOS HIDROLÓGICOS - HIDRÁULICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE (MOPT)

2.3.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS - GEOTÉCNICOS

2.3.1.- GEOLOGÍA

2.3.1.1 .- Marco Geológico del Área

El puente sobre el río Toachicito se localiza aproximadamente a 5,0 Km. aguas arribas de la confluencia con el río Toachi Grande.

El sector está caracterizado por tener un basamento rocoso de la formación Macuchi, que corresponde a materiales de origen volcánico y sedimentario. Sobre este basamento se encuentran depósitos cuaternarios como terrazas y depósitos aluviales.

El río Toachicito en forma regional sigue una dirección general NNE, sin embargo en el sector investigado lo hace con dirección E-W, ligado a un control estructural presente en la zona.

La geomorfología está caracterizada por una zona plana que corresponde a niveles de terrazas, un tramo de colinas bajas y amplias, correspondientes a las mismas terrazas que se encuentran deformadas por procesos erosivos y a una zona de colinas altas y de amplitud media, que corresponden a las partes terminales de las estribaciones de la cordillera occidental.³

Litoestratigrafía

Formación Macuchi (Cretácico):

Está constituida por rocas volcano-clásticas como, tobas brechosas, andesitas, diabasas porfiríticas, espilitas y lutitas.

En el sector las andesitas están caracterizadas por una coloración verde, las diabasas de color gris, siendo muy compactas. Estas rocas se encuentran interestratificadas en menor porcentaje con lutitas de color gris.

³ ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE (MOPTI)

Terrazas Indiferenciadas (Pleistoceno):

Están formadas por ceniza volcánica, limos y cantos rodados. El espesor estimado es de 100 metros y se encuentran deformadas por procesos erosivos, que han originado un relieve colinado.

Depósito Aluvial (Holoceno):

Se localizan en los cauces y márgenes de los ríos principales.

Geología estructural

En el sector estudiado se tiene una falla inferida de dirección NE-SW, la misma que sigue el curso de Estero Esmeraldas y continúa en el curso superior del río Toachi (fuera del área estudiada). Las fracturas principales tienen dirección E-W y NNE –SSW.

Geología del sitio

El sitio de implantación del puente, se encuentra en una terraza alta, deformadas por los procesos erosivos, formando colinas amplias con desniveles entre 2 y 3 metros, y en algunos sectores tienden a ser planas. (*ANEXO 4 – mapa geológico*)

Margen Derecha:

En la margen se encontró la siguiente secuencia litológica:

De 0,0 a 2,50 metros corresponde a un suelo limo arenoso, marrón amarillento, húmedo y de mediana plasticidad.

De 2,50 a 5,50 metros corresponde a un depósito aluvial con una matriz de arena con gravas en un 50%. Los clastos son de tamaño de 3 cm a 40 cm, se presenta subredondeados y redondeados con predominio de 20 a 30 cm.

De 5,50m hacia abajo se encuentran lahar con un espesor visto de 3,0m. y continúa bajo el río. Los clastos son angulares y subangulares color verdoso y con tamaño hasta 40cm con predominio de gravas gruesas.

El talud de la margen derecha se presenta subvertical y en la capa superficial se produce pequeños procesos erosivos. Cabe señalar que el lahar desaparece aguas abajo del puente.

Margen Izquierda:

En el sitio de implantación del puente a construir, se encuentra en un aluvial de 1 m de altura en relación al nivel actual del río, con un ancho aproximado de 60 m. y una extensión estimada de 150 m. En el cauce del río existen bloques grandes de hasta 2,50 m, con predominio de 80 cm.

2.3.2.- INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS⁴

2.3.2.1.-Descripción de los Suelos encontrados

Margen izquierda, perforación P1, (314,84) cota de la boca de perforación 342,00 m.s.n.m

De 0,00 a 6,50 metros de profundidad, corresponde a un depósito aluvial, constituido en un 15% por clastos de tamaño de hasta 30 cm, subredondeados y subangulares ligeramente meteorizados, muy duros, en una matriz de arena gruesa y gravas de 9 a 15 cm

⁴ ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE (MOPT)

De 6,50 a 15,0 metros de profundidad, y final de la perforación corresponde a un depósito de lahar, constituido en un 28% de clastos subangulares y angulares, con tamaños de hasta 15 cm en una matriz arenosa.

Los clastos están constituidos por lavas andesíticas y basálticas.

Margen derecha, perforación P2 (375,56) cota de la boca de perforación 344,38 m.s.n.m

De 0,00 a 2,50 metros de profundidad, se encuentra un suelo superficial constituido por arena fina limosa, color pardo amarillento, no plástica, de consistencia blanda

De 2,50 a 7,50 metros de profundidad, corresponde a un depósito aluvial, constituido en un 20% por clastos subredondeados y redondeados, ligeramente meteorizados y frescos con tamaños entre 1 y 10 cm, en una matriz de arena gruesa y gravas.

De 7,50 metros a 15,00 metros de profundidad, depósito de lahar constituido 25% de clastos subangular y angulares de lavas y basaltos, con tamaños de gravas de hasta de 10 cm en una matriz arenosa.*

2.3.3.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES⁵

2.3.3.1.-Conclusiones

De acuerdo a la geología, el sector está caracterizado por una zona de colinas muy bajas y amplias terrazas deformadas por procesos erosivos que corresponden a las partes terminales de las estribaciones de la cordillera occidental.

En las dos perforaciones realizadas se pudo determinar que la estratigrafía es muy similar y está constituida en la parte superficial por arenas finas limosas sobre a un estrato de material aluvial y un depósito de lahar constituido por

⁵ ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE (MOPT)

clastos subangulares y angulares de lavas y basaltos muy resistentes en una matriz de arena gruesa y gravas.

2.3.3.2.-Recomendaciones

En base de los puntos establecidos en los numerales anteriores y a los materiales encontrados en las perforaciones mecánicas realizadas se recomienda las siguientes ubicaciones para las fundaciones de estas estructuras:

LADO IZQUIERDO:

Estribo Izquierdo Abscisa:	0+312,29	
Perforación P 1:	0+314,84	
Cota terreno (boca de la perforación):	342,00	m.s.n.m.
Cota de fundación:	334,50	m.s.n.m.
<i>Coefficiente de trabajo admisible del suelo q_a=</i>	<i>3 kg/cm²</i>	<i>= 30 t/m²</i>

LADO DERECHO

Estribo derecho Abscisa:	0+372,29	
Perforación P 2	0+375,56	
Cota terreno (boca de la perforación):	344,38	m.s.n.m.
Cota de fundación:	334,50	m.s.n.m.
<i>Coefficiente de trabajo admisible del suelo q_a=</i>	<i>3 kg/cm²</i>	<i>= 30 t/m²</i>

Con el objeto de regularizar la superficie del área de contacto al nivel de la fundación se recomienda construir una capa de hormigón simple de $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ de 30 cm de espesor, en los dos estribos.

Las excavaciones para estas fundaciones deberán realizarse con un correcto entibamiento que asegure la estabilidad de las paredes de la excavación, considerando que se está trabajando en un material aluvial, además se necesitará un equipo de bombeo para drenar el agua que estará presente durante la ejecución de la excavación.

La determinación del nivel de cimentación está en base a las condiciones hidrológicas e hidráulicas del río, y la posibilidad de erosión y socavación de los estribos. La cota de cimentación está un metro por abajo de la cota máxima de socavación.

Para poder estimar la resistencia y deformabilidad del macizo del terreno, hemos considerado los adjuntos diagramas presentados por Deere y Miller de la Universidad de Illinois en Urbana Champaign en su reporte técnico "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock" (1996). (ANEXO 4)

Puede considerarse que para las granodioritas (rocas intrusiva), el módulo de Young varía entre $2,6 \text{ a } 6 \text{ kg/cm}^2 \cdot 10^5$ y la resistencia a la compresión uniaxial (última) varía entre $900 \text{ a } 1700 \text{ kg/cm}^2$

Para los basaltos (rocas extrusivas), el módulo de Young varía entre $2 \text{ a } 4 \text{ kg/cm}^2 \cdot 10^5$ y la resistencia a la compresión uniaxial (última) varía entre $500 \text{ a } 1800 \text{ kg/cm}^2$.⁶

⁶ ESTUDIOS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS proporcionados por MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y TRANSPORTE (MOPT)

CAPÍTULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL (CÓDIGO AASHTO ESTÁNDAR)

3.1.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO

3.2.- NORMAS DE DISEÑO

AASHTO ESTÁNDAR 2002

3.3.- DATOS GENERALES:

3.3.1.- GEOMETRÍA GENERAL:

Longitud	60.00 m
Ancho Calzada	8.50 m
Ancho Vereda	0.75 m
Ancho Total	10.00 m

3.3.2.- MATERIALES A USARSE:

Acero Estructural Protecciones ASTM-A-36

Hormigón del Tablero	$f'c =$	280 kg/cm ²
Acero de Refuerzo	$F_y =$	4.200 kg/cm ²
Acero Estructural ASTM A-588	$F_y =$	3.500 kg/cm ²

3.4.- DATOS PARTICULARES:

3.4.1.- GEOMETRÍA:

Luz de cálculo.- Art. 10.4

La luz de cálculo se toma como la distancia de centro a centro entre apoyos.

Para este diseño será la distancia entre rigidizadores de apoyo.

La luz de cálculo permite tener una separación igual entre diafragmas.

Número de vigas.-

Se adoptara el número de vigas, en función del ancho del puente y la separación entre estas.

$$N_v = 3$$

Separación de vigas.-

La separación de vigas será tal que se tenga la menor diferencia de carga muerta y viva entre vigas exterior e interior.

Una separación recomendable está entre 2,75 m y 3,30 m.

$$S_v = 3,25 \text{ m.}$$

Acera.-

Es importante adoptar una vereda continua con el tablero que sea fundida al mismo tiempo.

Esta disposición de vereda, permite, disminuir pesos y se ganará en inercia de la estructura total.

Capa de Rodadura.-

En puentes metálicos deberá tomarse en cuenta el criterio de cuando debe colocarse la capa de rodadura. Este criterio estará acorde con el diseño del puente.

Si la capa de rodadura es considerada como una carga de acabados o lo que denominamos cargas posteriores, en el diseño, tendrá entonces que ser colocada una vez que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada, por lo tanto la sección resistente es ya compuesta.

Debemos tener presente el Art. 8.22, que nos da un recubrimiento de 5 cm. y no indica que no deba colocarse una capa de rodadura adicional.

Por razones, de que después de construir un puente con o sin capa de rodadura, se coloca pavimento sobre el puente por mantenimiento, nosotros asumiremos la capa de rodadura como carga posterior.

3.4.2.- SOBRECARGA:

HS-MOP o Carga Equivalente

Debemos tener presente que de acuerdo a la luz y el punto investigado, se puede obtener una mayor solicitación, sea con el camión o con la carga equivalente.

3.4.3.- ESFUERZOS ADMISIBLES:

Según el Art. 10.32, referente a los esfuerzos admisibles y el Art. 3.22 de combinación de carga, para los Grupos I y IV, tendremos los siguientes esfuerzos admisibles:

GRUPO I

▪ Hormigón:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 \cdot f'_c = 112 \text{ kg/cm}^2$$

▪ Acero Estructural:

ASTM A-588

$$F_y = 3.500 \text{ kg/cm}^2$$

Flexión:

-Tracción y Compresión

$$F_b = \pm 0.55 \cdot F_y = 1.925 \text{ kg/cm}^2$$

-Corte

$$F_v = 0.33 \cdot F_y = 1.155 \text{ kg/cm}^2$$

GRUPO IV

Para este grupo, los esfuerzos admisibles del grupo I se incrementan en un 25%

- Hormigón:

$$f'_c = 0.4 \cdot 1.25 \cdot f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

- Acero Estructural:

-Tracción y Compresión

$$F_b = \pm 0.55 \cdot 1.25 \cdot F_y = 2.406,25 \text{ kg/cm}^2$$

3.5.- DISEÑO DE PROTECCIONES

Las protecciones se diseñan en estructura metálica con la siguiente configuración:

Perfiles W para postes y

Tubos para barandales.

- Datos:

Acero ASTM A – 36

$$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2$$

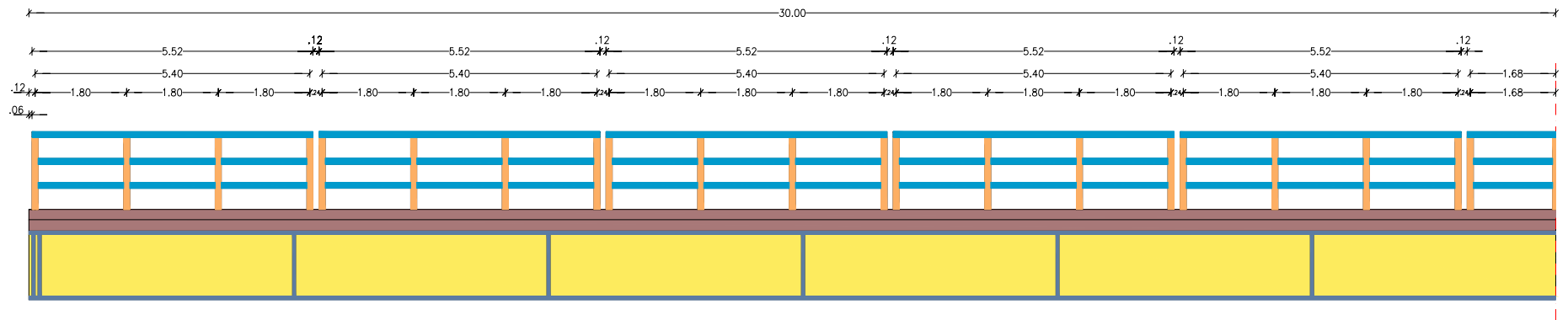
$$F_b = 0.55 F_y = 1.386 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.33 F_y = 831,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_p = 1,95 \text{ m}$$

$$P = 4,54 \text{ ton}$$

Distribución de Protecciones



Postes:

La carga transversal P deberá distribuirse proporcional a número de barandales.

Flexión:

$$M = P/3(0.42+0.84+1.26)$$

$$M = 3,81 \quad \text{ton} - \text{m}$$

$$I = 2.820,81 \quad \text{cm}^4$$

$$f_b = \frac{M * C}{I} = \frac{3.81 \times 10^5 * 10}{2820.81} = 1.350,67 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK}$$

Corte:

$$V = P = 4,54 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{V}{D * t_w} = \frac{4540}{17.6 * 0.6} = 429.92 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \quad \text{OK}$$

Barandales:

Los barandales deberán ser diseñados para momento debido a una carga concentrada en el centro del vano, el valor del momento será

$$M = \frac{P' L}{6}$$

P' depende del número de barandales.

Flexión:

$$M = \frac{\frac{4.54}{3} * 1.95}{6} = 0,49 \quad \text{t-m}$$

Tubo HG $\varnothing = 10 \text{ cm}$

$$\varnothing_e = 8,8 \text{ cm}$$

$$\varnothing_i = 10,0 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (\phi_e^4 - \phi_i^4)$$

$$I = 196,5 \text{ cm}^4$$

$$f_b = 1.246,82 \text{ kg/cm}^2$$

Si $R/t \leq 40$ entonces $F_b = 0,66 F_y$

$$R/t = 5/0,6 = 8,33$$

$$F_b = 0,66 * 2.520 = 1.663,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK}$$

3.6.- CARGAS POSTERIORES:

- PROTECCIONES METÁLICAS

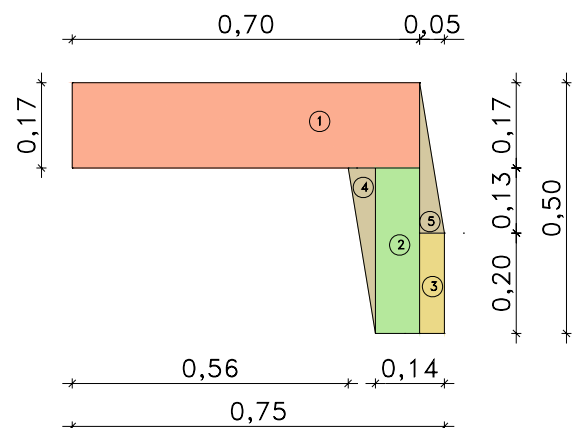
$$W_p = 0,069 \text{ T/m}$$

ACERA

Fig.	b	H	A	x	Ax
1	0,700	0,170	0,119	0,415	0,049
2	0,090	0,330	0,030	0,165	0,005
3	0,050	0,200	0,010	0,100	0,001
4	0,050	0,330	0,008	0,220	0,002
5	0,050	0,300	0,008	0,300	0,002
SUM			0,174		0,059

$$X_{cg} = \frac{0,059}{0,174} = \boxed{0,34}$$

$$W_a = 0,174 * 2,4$$



$$= 0,42 \text{ t/m}$$

- CAPA DE RODADURA

$$W_{cr} = 0,05 \cdot 8,50 \cdot 2,2 = 0,94 \text{ t/m}$$

- CARGAS POSTERIORES POR VIGA

Aplicando el Art. 3.23.2.3.1.1, distribuimos proporcionalmente al número de vigas, siempre que los acabados sean realizados una vez que el tablero haya alcanzado la resistencia especificada.

$$W_{cp}/viga = \frac{W_{cr} + (W_p + W_a) \cdot 2}{N_v} = \frac{0,94 + (0,069 + 0,42) \cdot 2}{3} =$$

$$W_{cp}/viga = 0,64 \text{ t/m}$$

3.7.- CÁLCULO DEL TABLERO:

3.7.1.- SECCIÓN TRASVERSAL:

- Espesor del Tablero

Art. 8.9.2 AASHTO 1983

$$t \geq 0,10 + \frac{St}{30}$$

$$t_{min} = 0,165 \text{ m}$$

$$St = \text{Luz de cálculo del tablero}$$

$$St = d + \frac{b}{2}$$

$$S_v = \text{separación de vigas} = 3,25 \text{ m}$$

$$b = \text{ancho del patín} = 0,40 \text{ m}$$

$$d = \text{distancia libre tablero} = 2,85 \text{ m}$$

$$St = 2,85 + (0,40/2) = 3,05 \text{ m}$$

$$t \geq 0,10 + (3,05/30) = 0,202 \text{ m}$$

$$t = 20 \text{ cm} \quad \text{Ancho adoptado}$$

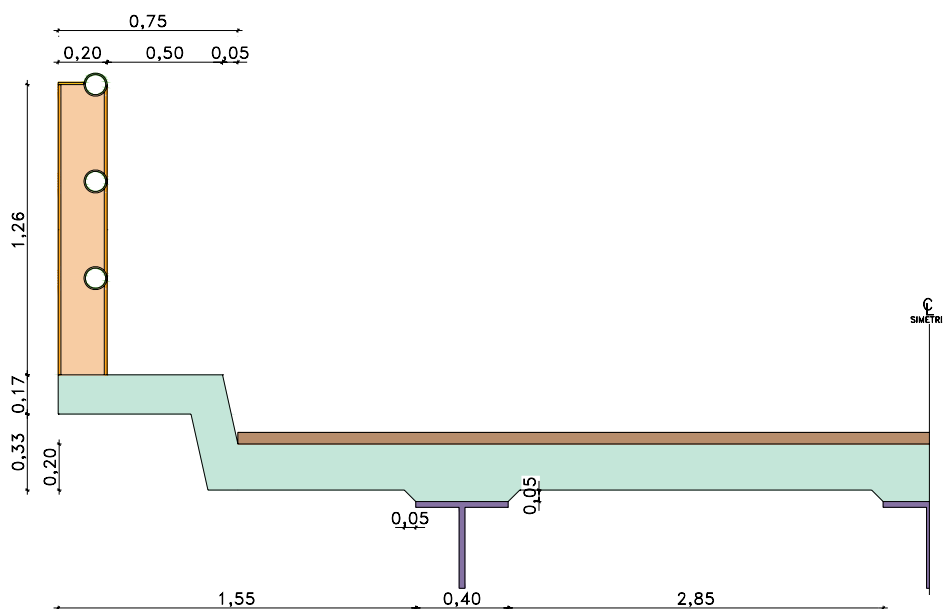


Figura III - 1: Sección Transversal del Puente

3.7.2.- CARGA MUERTA

Tomamos para el diseño 1,00 m. de ancho

VOLADIZO

$$W_{\text{tablero}} = 0,75 \cdot 0,20 \cdot 2,4 = 0,36 \text{ ton/m}$$

$$W_{cr} = 0,75 \cdot 0,05 \cdot 2,2 = 0,08 \text{ ton/m}$$

Fig.	P (ton)	d (m.)	M=P*d (ton-m)
1	0,07	1,40	0,10
2	0,42	1,16	0,49
3	0,36	0,38	0,14
4	0,08	0,38	0,03
Total Mcv =			0,76

Tabla III - 1: Cálculo del Momento en el Voladizo

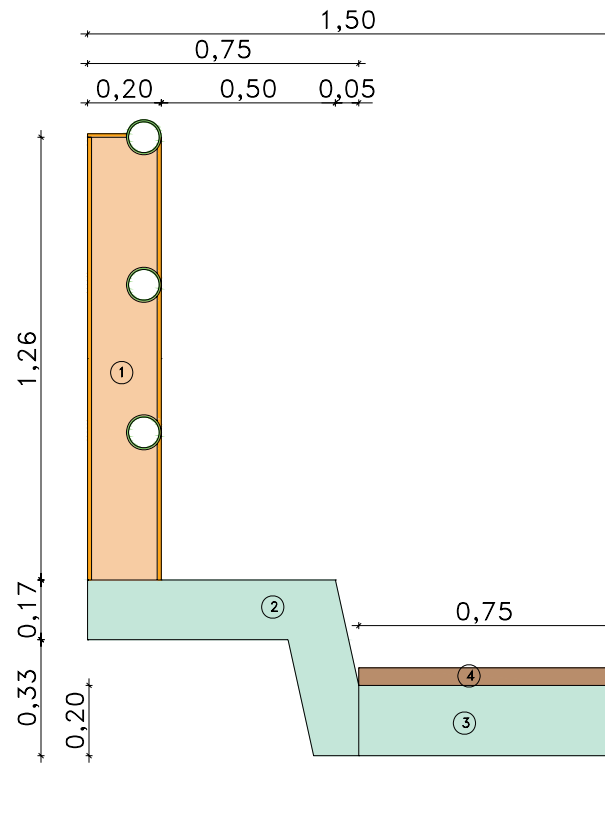


Figura III - 2: Sección Tipo de Vereda

▪ Tramo y Apoyos Interiores

Para el cálculo de momentos de tramo y apoyos interiores, se utilizará una fórmula aproximada:⁷

$$M_{cm} = \pm \frac{W * St^2}{10}$$

$$W = (0,20 * 1,0 * 2,4) + (0,05 * 1,0 * 2,2) = 0,590 \text{ ton}$$

$$M_{cm} = \pm \frac{0,59 * 3,05^2}{10} = \pm 0,55 \text{ ton - m}$$

⁷ Diseño de Modernos Puentes de Acero C.P. Heins – D.A. Firmage Pag 57
 Diseño de Acero Estructural: J.E Bowles Pag. 232
 Manual de Diseño Estructural de Acero. Editor: Frederick Merritt Pag. 11.5
 Manual del Ingeniero Civil: Pag. 17 – 47

3.7.3.- CARGA VIVA

3.7.3.1.-Voladizo

Ubicación de la carga

De acuerdo al Art. 3.2.4.2.2, la carga de rueda se ubicará a 0.30m de la vereda ó la protección lateral respectivamente, para la posición normal, cuando el vehiculo esté en la calzada o la posición accidental cuando esté en la vereda.

Ancho de Distribución de la Carga y Momento

El Art. 3.24.5 indica que el efecto de la carga de rueda en el voladizo deberá repartirse en un ancho E.

Para tableros con refuerzo perpendicular al tráfico, el ancho de distribución E, según el Art. 3.24.5.1 es:

$$E = 0.8X + 1.143$$

y el momento de carga viva será:

$$M_{cv} = \frac{Pr}{E} X$$

Donde X es la distancia entre la carga y el punto de soporte, y Pr es la carga de rueda del vehículo.

$$Pr = 10 \text{ ton}$$

Impacto

El impacto en voladizos según el Art. 3.8.2.2 (d), es directamente el 30%

$$I = 0,30$$

Por tanto el momento de carga viva mas impacto en el voladizo es:

$$M_{cv} = 1.30 \frac{Pr}{E} X$$

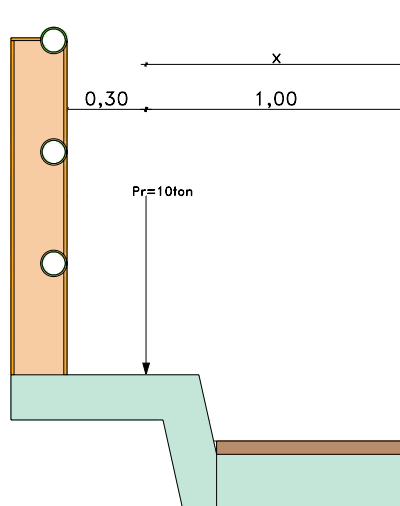


Figura III - 3: Ubicación de Posición Accidental

Posición	Normal	Accidental
Pr (ton)	-	10,00
x	-	1,00
E	-	1,94
i	-	1,30
Mcv+i (t-m)	-	6,69

Tabla III - 2: Cálculo de Momento en Posición Accidental

3.7.3.2.-Tramo y Apoyos Interiores

Para tableros con refuerzo perpendicular al tráfico, para momento positivo y negativo, el Art. 3.24.3.1 establece la siguiente fórmula:

$$M_{cv} = \frac{S + 0.61}{9.74} Pr$$

En el caso de tener mas de dos apoyos, se establece un factor de continuidad, por lo que la expresión anterior se multiplica por 0,8.

Impacto

El Art.3.8.2.1, establece la fórmula de impacto como se indica:

$$I = \frac{15.24}{L_i + 38} \quad I \leq 30\%$$

Utilizando las expresiones anteriores, podemos obtener la luz de impacto a partir de la cual se obtiene valores menores al 30% es:

$$L_i = 12,80 \text{ m}$$

Para valores menores que 12,80 m., se utilizará el valor máximo de impacto es decir 0,30.

Para tableros la luz de impacto es la distancia centro a centro entre vigas.

Si la separación entre vigas es menor que 12.80m., podemos utilizar la siguiente expresión:

$$S_t = 3,05 \text{ m}$$

$$M_{cv} = 1.3 * 0.8 \frac{S + 0.61}{9.74} Pr$$

$$M_{cv} = 1.04 \frac{S + 0.61}{9.74} Pr = 1.04 \frac{3.05 + 0.61}{9.74} 10$$

$$M_{cv+i} = \pm 3,91 \text{ t-m}$$

3.7.4.- MOMENTOS ÚLTIMOS DE DISEÑO

De la tabla 3.22.1 a, utilizamos la combinación de cargas que establece el Grupo I, por el método de los Factores de Carga.

Para la posición accidental del vehículo, el Art. 3.24.2.2, permite la sustitución del valor de $\beta=1,67$ por el valor de 1,00

Grupo I

$$\gamma = 1,30$$

$$\beta_D = 1,00$$

$$\begin{aligned}\beta_L &= 1,67 \\ \beta_L &= 1,00 \quad \text{Para posición Accidental} \\ \mu &= \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L+I)] \\ \mu &= 1,30(M_{cm} + 1,67(M_{cv}+I)) \\ \mu &= 1,30(M_{cm} + 1,00(M_{cv}+I)) \quad \text{Posición Accidental}\end{aligned}$$

RESUMEN DE MOMENTOS			
	VOLADO		TRAMO Y APOYOS
	NORMAL	ACCIDENTAL	
Mcm (t-m)	0,75		0,55
Mcv + i (t-m)	-	6,69	3,91

Tabla III - 3: Resumen de Momentos por Carga Muerta y Carga Viva

Voladizo

$$\mu = 1,30(0,75 + 1,00(6,69)) = \mathbf{9,67 \text{ t-m}} \quad \text{P.Accidental}$$

Tramo y Apoyos Interiores

$$\mu = 1,30(0,55 + 1,67(3,91)) = \mathbf{9,20 \text{ t-m}}$$

3.7.5.- ARMADURAS

3.7.5.1.-Armadura a Flexión

Para el diseño por flexión, usaremos la Sección 8.16 referente al diseño por **Última Resistencia** o Método de Factores de Carga (LFD).

Datos:

$$\begin{aligned}b &= 100,0 && \text{cm} \\ h &= 20,0 && \text{cm} \\ r_i &= 3,0 && \text{cm} \quad \text{Art. 8.22 (recubrimientos)} \\ r_s &= 3,0 && \text{cm} \\ d_i &= 17,0 && \text{cm} \quad \text{Altura efectiva para } A_s(+) \\ d_s &= 17,0 && \text{cm} \quad \text{Altura efectiva para } A_s(-)\end{aligned}$$

$$f_c = 280,0 \text{ kg / cm}^2.$$

$$F_y = 4200 \text{ kg / cm}^2.$$

$$\phi = 0,9$$

Mínimo Refuerzo

En una sección de un miembro a flexión, donde el refuerzo en tensión es requerido, el refuerzo positivo será el adecuado para desarrollar un momento al menos 1,2 veces el momento de agrietamiento calculado en base al módulo de rotura para concreto de peso normal. Art. 8.17

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y}$$

$$f_r = 1.984 \sqrt{f'_c}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'_c}{F_y} \left(\frac{6100}{6100 + F_y} \right)$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_{bal}$$

$$R_u = \rho_{max} * F_y \left(1 - 0.59 * \rho_{max} \left(\frac{F_y}{f'_c} \right) \right)$$

$$M_u L = R_u * b * d^2$$

$$W = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{\phi b d^2 f'_c}}}{1.18}$$

$$\rho_{calc} = W \frac{f'_c}{F_y}$$

$$A_s = \rho_{calc} * b * d$$

fr	33.199	kg/cm2
Ig	66666.667	cm4
Y	10.000	cm
Mcr	221324.466	kg - cm
Mn	295099.288	kg - cm
Wmin	0,042	
ρmin	0,003	
Asmin	4,708	cm2

Elemento			
	Voladizo	Apoyo Interior	Tramo
Mu (t-m)	967200.000	920000.000	920000.000
W	0,145	0,137	0,137
ρbal	0,029	0,029	0,029
Ru	72.843	72.843	72.843
MuL (t-m)	21.052	21.052	21.052
ρ cal	0.010	0.009	0.009
As (cm2)	16,462	15,581	15,581

Tabla III - 4: Determinación de Acero en Tablero

Voladizo:		16,46 cm²
Tramo y Apoyos interiores:		15,58 cm²
Usar:	Inferior	1Ø16mm @ 0,125m
	Superior	1Ø16mm @ 0,25m

3.7.5.2.- Armadura de Distribución:

El Art.3.24.1 señala que deberá colocarse una armadura para la distribución de cargas vivas concentradas y será perpendicular al refuerzo al refuerzo principal del tablero.

La cantidad de refuerzo será un porcentaje del refuerzo requerido para momento positivo y esta dado por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \% &= \frac{121}{\sqrt{St}} \quad \%_{\max} = 67 \\ \% &= 121/(3.05)^{1/2} \\ \% &= 69,28 \\ Asd &= 0,67As(+) \\ Asd &= 0,67(15,577) \\ \mathbf{Asd} &= \mathbf{10,437 \text{ cm}^2} \\ Usar: &= \mathbf{1Ø12mm @ 0,10m} \end{aligned}$$

Según el Art. 3.24.10.3, un 50% de lo especificado, deberá ser usado en los cuartos del vano del tablero.

$$Usar: \quad \mathbf{1Ø12mm @ 0,20m}$$

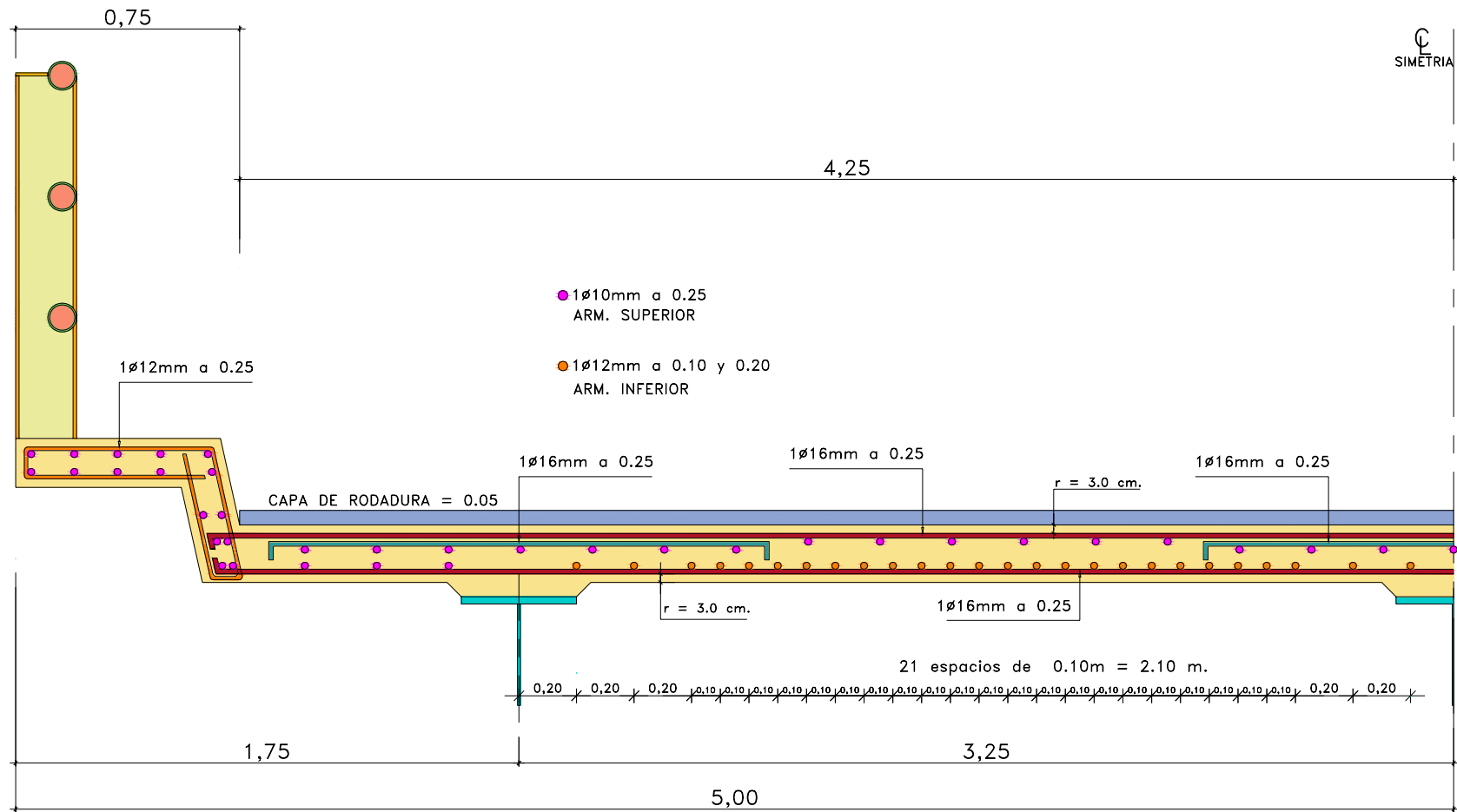
3.7.5.3.- Armadura de Temperatura:

El Art. 8.20 determina que en las superficies expuestas de tableros se usara por contracción y temperatura, por metro la siguiente cantidad de refuerzo

$$\mathbf{Ast = 2,64 \text{ cm}^2/m}$$

$$Usar: \quad \mathbf{1Ø10mm a 0,25 \text{ m.}}$$

Art. 3.24.4 Tableros diseñados para momentos de flexión, de acuerdo con el Art. 3.24.3 se consideran satisfactorios en adherencia y corte.



Armado de la Sección Transversal del Tablero

3.8.- CÁLCULO DE VIGAS

3.8.1.- DATOS INICIALES PARA EL DISEÑO COMPUESTO

Se usarán vigas metálicas de alma llena y trabajarán en conjunto con el tablero. Se trata entonces de una sección compuesta y estará acorde a los requerimientos del Art. 10.38

Separación de Diafragmas.- De acuerdo al Art. 10.20.1, máximo 7.62m.

Igualmente entre diafragmas se tendrá una distancia que permita una separación igual entre rigidizadores transversales intermedios los mismos que de acuerdo al Art. 10.34.4.2 tienen un espaciamiento máximo de:

$$do(\max) = 3D \leq D \left(\frac{260}{\frac{D}{tw}} \right)^2$$

D = 260 cm Peralte del Alma – adoptado

tw = 1,00 cm Espesor del Alma – adoptado

$$260 \left(\frac{\frac{260}{260}}{1.00} \right)^2 = 260 \text{ cm}$$

La distancia entre el inicio de la viga y el rigidizador de apoyo deberá ser tal que permita ubicar adecuadamente la placa de neopreno; aproximadamente de 25 – 30 cm.

$$L_c = L - 2(30 + (tw/2))$$

$$L_c = 6000 - 2(30 + (1,0/2))$$

$$L_c = 59,39 \text{ m} \quad \text{Luz de Cálculo}$$

$$L = 60,00 \text{ m} \quad \text{Longitud Total}$$

$$S_v = 3,25 \text{ m} \quad \text{Distancia centro a centro entre vigas}$$

$$t = 0,20 \text{ m} \quad \text{Espesor del Tablero}$$

B	=	12*t	
B	=	2,40	m Art. 10.38.3 Ancho colaborante del Tablero.
Nv	=	3	Número de Vigas
f'c	=	280.00	kg/cm2 Hormigón del Tablero
Fy	=	3500.0	kg/cm2 Acero Estructural Vigas (A-588)
Es	=	2.03E+06	Módulo de Elasticidad Acero Art. 10.38.1.3
Ec	=	$12100\sqrt{f'c}^8$	Módulo de Elasticidad Hormigón
Ec	=	202,471.73	
n	=	8	Relación de Módulos de Elasticidad Art. 10.28.1.3

3.8.2.- CARGAS

Antes de iniciar el cálculo, debemos hacer una comparación de carga muerta y viva entre las vigas interior y exterior

Se asume que la viga mas solicitada es la **Viga Interior**.

3.8.2.1.- Carga Muerta

Peso del Tablero	=	$0,20*3,25*2,4$	=	1,560 t/m
Peso de Cartelas	=	$0,50*0,05*2,4$	=	0,060 t/m
Peso de Viga Metálica	=			0,630 t/m
Wcm	=			2,25 t/m

⁸ Se utiliza el factor del módulo como 12000 por lo que en el país no se obtiene las características y el control de los materiales adecuados.

3.8.2.2.-Carga Viva

Sobrecarga HS – MOP (Por Vía)

Pr	=		10,00 t/m
Wcv	=	0,952*1,25	= 1,19 t/m
Pc	=	11,8*1,25	= 14,75 t/m
Pm	=	8,16*1,25	= 10,20 t/m

3.8.2.3.-Impacto:

La carga viva será incrementada en los elementos de la estructura para considerar los efectos de vibración e impacto en el Grupo A, no se considerara los efectos de impacto en los elementos del Grupo B.⁹

El porcentaje de impacto se medirá como sigue:

$$I = \frac{15.24}{L_i + 38} \quad \text{Art. 3.8.2}$$

I = impacto en porcentaje debe ser $\leq 30\%$

L_i = Luz de impacto del vano cargado de acuerdo a lo siguiente:

Para momentos $L_i = (L_c)$

Para Cortes $L_i = L_c - x$ (a la reacción mas alejada)

3.8.2.4.-Factor de Distribución: Art.3.23

La distribución de las cargas vivas en las vigas longitudinales se hará en base al factor de distribución (FD) el mismo que se aplicará de la siguiente forma:

Para Vigas Interiores:

El FD para carga viva de una viga interior se hará aplicando la fracción de la carga de rueda (Pr) indicada en la tabla 3.23.1

Para la aplicación de las tablas se debe tener presente:

- Tipo del Material del Tablero
- Tipo del Material de la Viga que soporta el Tablero

⁹ Grupo A.- Superestructura incluido marcos rígidos.

Grupo B.- Estribos, muros de retención, pilas, aceras, alcantarillas con rellenos > 0.9m

▪ Número de Vías

El valor de S que es la separación entre la viga longitudinal no sobrepasará los límites indicados para la aplicación de la Tabla

$$FD = S/1,676 \quad S = S_v = 3,25m < 4,27m \text{ OK}$$

$$FD = 1,939$$

Para Vigas Exteriores:

El FD de distribución para la viga exterior de un puente será el coeficiente de reacción de carga viva (Rcv) al considerar el tablero como simplemente apoyado sobre las vigas. La distancia de la ubicación de la carga respecto a la acera es de 0.61 m como se indica en la figura 3.7.6 A del código.

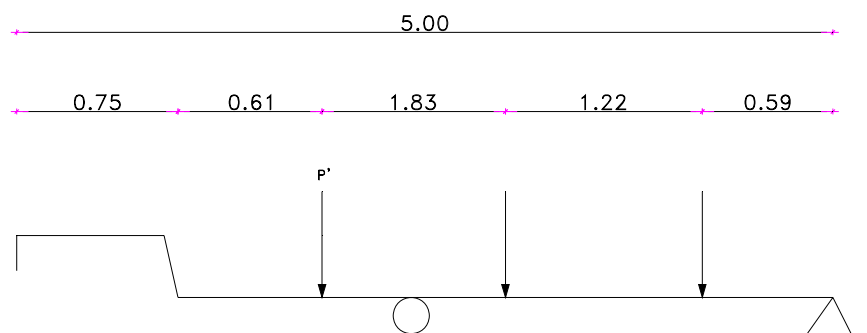


Figura III - 4: Esquema estructural para cálculo de FD

P' = representa el eje longitudinal del vehículo

En ningún caso la viga exterior tendrá menor capacidad que la interior

$$Ri = P' \left(\frac{d1 + d2}{S_v} \right) = P' \left(\frac{3.64 + 1.81 + 0.59}{3.25} \right)$$

$$FD = 1,86 \quad \text{menor que viga interior}$$

Entonces

$$FD = 1,939$$

Cargas Posteriores:

$$W_{cp} = 0,64 \text{ t/m}$$

3.8.2.4.-Cargas de Contracción y Temperatura:

Una vez fundido el concreto a la par sucede el fenómeno de la contracción y secado y el hormigón comienza a ganar resistencia.

Si el hormigón alcanza resistencia, las secciones metálicas y hormigón comienzan a trabajar en conjunto, es decir son una sección compuesta.

En cambio el fenómeno de contracción continúa a través del tiempo.¹⁰

Se puede decir entonces que la contracción actúa en la sección compuesta.

La contracción es una deformación, por lo podemos establecer que esta deformación es el producto de la acción de una carga P.

Si recurrimos al esfuerzo – deformación podemos obtener que:

$$\sigma = E * \xi$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores tenemos:

$$P = A * E * \xi$$

Art. 8.5.3 y 8.5.4

ξ_t	Deformación unitaria por dilatación térmica
$\xi_t =$	1.08E-05 / °C
ξ_s	Deformación unitaria por contracción
$\xi_s =$	2.00E-04
Δt	Variación de temperatura
$\Delta t =$	15.0 °C
ξ_{total}	Deformación total por contracción y
ξ_{total}	$\xi_t * \Delta t + \xi_s = (1.08E-05 * 15) + 2.00E-04 =$
A_{hn}	Área de hormigón sección n
A_{hn}	$B * t / n = (240 * 20) / 8 = \mathbf{600,0 \text{ cm}^2}$
P_{s+t}	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a contracción
P_{s+t}	$600 * 2.03 \text{ E}+06 * 3.62E-04 = \mathbf{440 \text{ 916,00}}$ Kg.

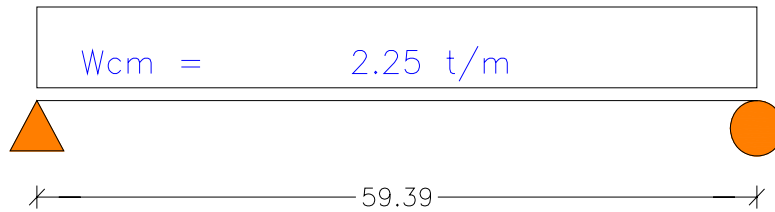
Tabla III - 5: Estimación de la Fuerza de Contracción y Temperatura

¹⁰ Ver Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado T. Y. Lin

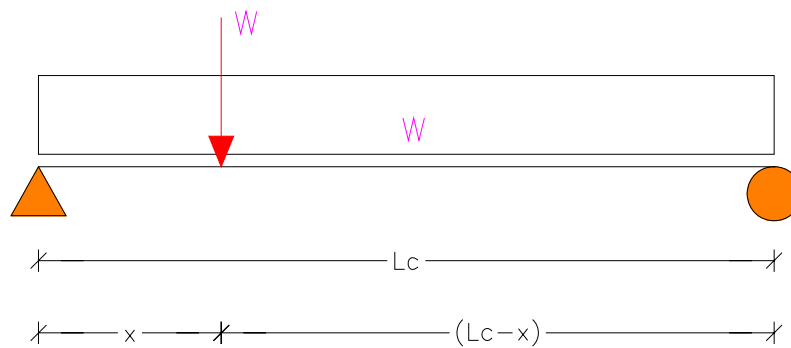
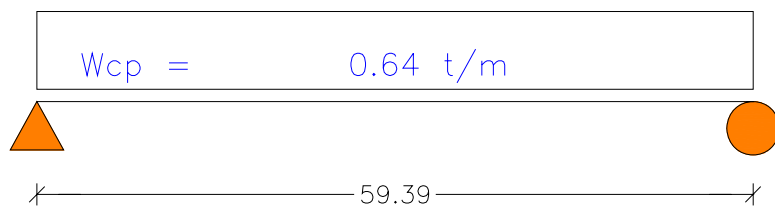
3.8.3 CÁLCULO DE MOMENTOS:

3.8.3.1 MOMENTO DE CARGA MUERTA

Carga Muerta por Viga



Cargas Posteriores por viga



Momentos por Carga Distribuida

$$M_x = \frac{W * x}{2} (L_c - x)$$

Momento por Carga Puntual

$$M_x = \frac{(L_c - x)}{L_c} * P * x$$

Momentos por Carga muerta y Cargas Posteriores

Wcm	2,25	t/m
Wcp	0,64	t/m
Lc	59,39	m

x (m)	Mcm (t-m)	Mcp (t-m)
0,000	0,000	0,000
1,195	78.236	22.254
2,695	171.892	48.894
4,195	260.486	74.094
5,695	344.017	97.854
7,195	422.486	120.174
8,695	495.892	141.054
10,195	564.236	160.494
11,695	627.517	178.494
13,195	685.736	195.054
14,695	738.892	210.174
16,195	786.986	223.854
17,695	830.017	236.094
19,195	867.986	246.894
20,695	900.892	256.254
22,195	928.736	264.174
23,695	951.517	270.654
25,195	969.236	275.694
26,695	981.892	279.294
28,195	989.486	281.454
29,695	992.017	282.174

Tabla III - 6: Cálculo de Momentos por Carga Muerta y Cargas Posteriores

3.8.3.2 MOMENTO DE CARGA VIVA + IMPACTO

Para obtener el momento de carga viva por viga debemos dividir el momento por vía para 2 (dos ejes longitudinales), multiplicar por FD e incluir el valor de impacto.

$$M_{cv+i} = \frac{M_{cv/via}}{2} FD * I$$

En el caso de luces mas cortas, donde gobierna la carga de camión deberá verificarse varias posiciones del vehículo para obtener el mayor efecto en el punto investigado X.

Se definen, para cada punto investigado, dos posiciones que son las que pueden producir mayor efecto de momento.

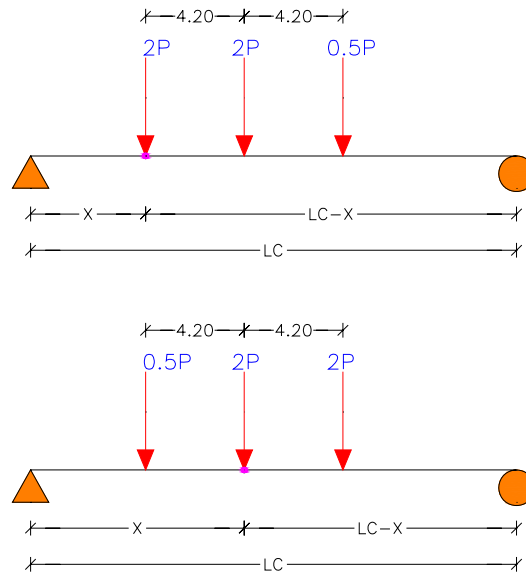


Figura III - 5: Esquemas estructurales POS1 (arriba); POS2 (abajo). Carga HS - MOP

De las posiciones se determinara la mayor, la misma que a su vez se comparará con la producida con la carga equivalente.

El mayor de los momentos de carga viva en el punto, sea este producido por el camión o la carga equivalente, se usará en el diseño de la viga.

Momentos por Carga Viva

P	10	ton
Wcv	1,19	t/m
Pm	10,2	t/m
Lc	59,39	m
FD	1,939	
No vías	2	

x(m)	CARGA EQUIVALENTE		
	Mcv (t-m)	i _M (%)	Mcv+i (t-m)
0,000	0.000	1.156	0.000
1,195	53.322	1.156	59.785
2,695	117.153	1.156	131.354
4,195	177.535	1.156	199.054
5,695	234.466	1.156	262.886
7,195	287.946	1.156	322.849
8,695	337.976	1.156	378.943
10,195	384.556	1.156	431.169
11,695	427.686	1.156	479.526
13,195	467.365	1.156	524.015
14,695	503.593	1.156	564.635
16,195	536.372	1.156	601.386
17,695	565.700	1.156	634.269
19,195	591.578	1.156	663.284
20,695	614.005	1.156	688.429
22,195	632.982	1.156	709.707
23,695	648.508	1.156	727.115
25,195	660.585	1.156	740.655
26,695	669.211	1.156	750.327
28,195	674.386	1.156	756.130
29,695	676.111	1.156	758.064
x(m)	CAMIÓN POSICIÓN 1		
	Mcv (t-m)	i _M (%)	Mcv+i (t-m)
0,000	0.000	1.156	0.000
1,195	50.158	1.156	56.237
2,695	110.054	1.156	123.394
4,195	166.541	1.156	186.728
5,695	219.618	1.156	246.238
7,195	269.286	1.156	301.926
8,695	315.543	1.156	353.791
10,195	358.391	1.156	401.833
11,695	397.830	1.156	446.051
13,195	433.859	1.156	486.447
14,695	466.478	1.156	523.020
16,195	495.687	1.156	555.770
17,695	521.487	1.156	584.697
19,195	543.877	1.156	609.801
20,695	562.858	1.156	631.082
22,195	578.428	1.156	648.541
23,695	590.590	1.156	662.176
25,195	599.341	1.156	671.988
26,695	604.683	1.156	677.977
28,195	606.615	1.156	680.144
29,695	605.138	1.156	678.487

x(m)	CAMIÓN POSICIÓN 2		
	Mcv (t-m)	i _M (%)	Mcv+i (t-m)
0,000	-	-	-
1,195	-	-	-
2,695	-	-	-
4,195	-	-	-
5,695	204.659	1.156	229.466
7,195	255.918	1.156	286.938
8,695	303.767	1.156	340.587
10,195	348.206	1.156	390.413
11,695	389.236	1.156	436.416
13,195	426.856	1.156	478.596
14,695	461.066	1.156	516.953
16,195	491.867	1.156	551.487
17,695	519.258	1.156	582.198
19,195	543.239	1.156	609.086
20,695	563.811	1.156	632.151
22,195	580.973	1.156	651.393
23,695	594.725	1.156	666.812
25,195	605.068	1.156	678.409
26,695	612.001	1.156	686.182
28,195	615.524	1.156	690.132
29,695	615.638	1.156	690.260

Tabla III - 7: Cálculo de Momentos por Carga Viva
Posición 1 y 2 + Impacto y Carga Equivalente + Impacto

Resumen de Momentos

x (m)	Mcm (t-m)	Mcp (t-m)	Mcv+i (t-m)	EQUIVALENTE
0,000	0.000	0.000	0.000	
1,195	72.665	25.718	59.836	
2,695	159.578	56.479	131.403	
4,195	241.793	85.577	199.103	
5,695	319.310	113.012	262.934	
7,195	392.129	138.785	322.896	
8,695	460.250	162.895	378.990	
10,195	523.673	185.342	431.215	
11,695	582.398	206.126	479.572	
13,195	636.425	225.248	524.060	
14,695	685.754	242.707	564.680	
16,195	730.385	258.503	601.431	
17,695	770.318	272.636	634.314	
19,195	805.553	285.107	663.328	
20,695	836.090	295.915	688.473	
22,195	861.929	305.060	709.750	
23,695	883.070	312.542	727.159	
25,195	899.513	318.362	740.699	
26,695	911.258	322.519	750.370	
28,195	918.305	325.013	756.173	
29,695	920.654	325.844	758.107	

Tabla III - 8: Resumen de Momentos (Valores más Altos)

3.8.3.4 MOMENTOS POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

La fuerza P de contracción y temperatura, se considera que actúa en el centro de gravedad del área de hormigón y es resistida por la sección compuesta n, produciéndose así una excentricidad entre el punto de aplicación de la carga y c. g. de la sección compuesta.

Se genera entonces flexión por contracción y temperatura, a más de la acción de la carga sobre el área de la sección compuesta

$$M_{s+t} = P_{s+t} * e$$

e excentricidad

Los esfuerzos debidos a la acción de contracción y temperatura serán calculados como sigue:

$$\sigma_{s+t} = \frac{P_{s+t}}{A_n} \pm \frac{M_{s+t}}{Z}$$

$$Z = \frac{I}{c} \quad \text{Módulo de Sección}$$

3.8.4 CÁLCULO DE CORTES

3.8.4.1 DISTRIBUCIÓN DE RIGIDIZADORES

Los cortes en el alma de la viga producen tensión diagonal, que tiende a pandear el alma, para evitar el pandeo del alma, se usan los llamados rigidizadores transversales intermedios.

Puesto que el diseño de estos rigidizadores, tiene que ver directamente con el esfuerzo cortante, es necesario definir los puntos a investigarse, estos puntos serán los sitios de ubicación de los rigidizadores.

El espaciamiento de los rigidizadores debe ser comprobado, pero es necesario hacer una distribución inicial, teniendo en cuenta lo siguiente:

Separación de diafragmas:

$$S_{dmax} = 7,62 \quad m$$

$$L_c = 59,39 \quad m$$

$$No \text{ de Espacios} = L_c / S_{dmax} = 7,79$$

$$L_i = L_c - x \quad \text{Art. 3.8.2.2 (d)}$$

$$R_i = \frac{W(L_c - x)^2}{2L_c} + \frac{P(L_c - x)}{L_c}$$

$$V_{cv} + i = \frac{V_{cv}/\text{via}}{2} FD * I$$

Para cuando se calcula el corte con el camión, una sola posición del vehículo nos dá el corte máximo. Este deberá compararse con el obtenido por carga equivalente y diseñarse con el mayor.

Para obtener el corte por viga se aplicara el FD y el impacto.

3.8.4.4 ESFUERZOS CORTANTES

El esfuerzo cortante debe calcularse en la sección bruta del alma.

$$f_v = \frac{V_t}{D * t_w} \quad \text{Art. 10.34.4.1}$$

$$V_t = V_{cper} + V_{cv} + i$$

Se adopta para esta luz los valores que se dio anteriormente

$$D = 260 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,0 \text{ cm}$$

Wcper	2,89	t/m
P	10	ton
Wcv	1,19	t/m
Pc	14,75	t/m
Lc	59,39	m
FD	1,939	
D	260	
tw	1	
No vías	2	

x(m)	Vcper (ton)
0,000	85,819
1,195	82,365
2,695	78,030
4,195	73,695
5,695	69,360
7,195	65,025
8,695	60,690
10,195	56,355
11,695	52,020
13,195	47,685
14,695	43,350
16,195	39,015
17,695	34,680
19,195	30,345
20,695	26,010
22,195	21,675
23,695	17,340
25,195	13,005
26,695	8,670
28,195	4,335
29,695	0,000

x(m)	CARGA EQUIVALENTE		
	Vcv (ton)	ic (%)	Vcv+i (ton)
0,000	50.087	1.156	56.158
1,195	48.383	1.158	54.338
2,695	46.283	1.161	52.093
4,195	44.229	1.164	49.893
5,695	42.221	1.166	47.736
7,195	40.257	1.169	45.623
8,695	38.338	1.172	43.555
10,195	36.464	1.175	41.531
11,695	34.636	1.178	39.551
13,195	32.852	1.181	37.615
14,695	31.114	1.184	35.724
16,195	29.420	1.188	33.877
17,695	27.772	1.191	32.074
19,195	26.169	1.195	30.316
20,695	24.611	1.199	28.602
22,195	23.098	1.203	26.932
23,695	21.630	1.207	25.307
25,195	20.207	1.211	23.726
26,695	18.830	1.216	22.191
28,195	17.497	1.220	20.699
29,695	16.209	1.225	19.253

x(m)	CAMIÓN POSICIÓN 1		
	Vcv (ton)	ic (%)	Vcv+i (ton)
0,000	42.878	1.156	48.076
1,195	41.973	1.158	47.140
2,695	40.836	1.161	45.963
4,195	39.700	1.164	44.783
5,695	38.563	1.166	43.601
7,195	37.427	1.169	42.416
8,695	36.290	1.172	41.229
10,195	35.154	1.175	40.038
11,695	34.017	1.178	38.845
13,195	32.881	1.181	37.648
14,695	31.744	1.184	36.448
16,195	30.607	1.188	35.244
17,695	29.471	1.191	34.036
19,195	28.334	1.195	32.824
20,695	27.198	1.199	31.608
22,195	26.061	1.203	30.387
23,695	24.925	1.207	29.162
25,195	23.788	1.211	27.931
26,695	22.652	1.216	26.695
28,195	21.515	1.220	25.453
29,695	20.378	1.225	24.205

Tabla III - 9: Cálculo de Cortes por carga permanente y Carga Viva (POS.1 y C. Equivalente)

x(m)	Vcper (ton)	Vcv+i (ton)	Vt (ton)	fv (Kg./cm2)	
0,000	85.819	56.158	141.977	546.064	EQUIVALENTE
1,195	82.365	54.338	136.703	525.782	
2,695	78.030	52.093	130.123	500.474	
4,195	73.695	49.893	123.588	475.337	
5,695	69.360	47.736	117.096	450.369	
7,195	65.025	45.623	110.648	425.571	
8,695	60.690	43.555	104.245	400.943	
10,195	56.355	41.531	97.886	376.485	
11,695	52.020	39.551	91.571	352.196	
13,195	47.685	37.648	85.333	328.203	
14,695	43.350	36.448	79.798	306.914	POSICIÓN 1
16,195	39.015	35.244	74.259	285.610	
17,695	34.680	34.036	68.716	264.292	
19,195	30.345	32.824	63.169	242.958	
20,695	26.010	31.608	57.618	221.607	
22,195	21.675	30.387	52.062	200.239	
23,695	17.340	29.162	46.502	178.852	
25,195	13.005	27.931	40.936	157.446	
26,695	8.670	26.695	35.365	136.019	
28,195	4.335	25.453	29.788	114.569	
29,695	0.000	24.205	24.205	93.095	

Tabla III - 10: Resumen de Cortantes de mayor Valor

3.8.5 SECCIONES RESISTENTES: PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y ESFUERZOS

- **Ancho Colaborante del Tablero**

En el diseño compuesto, vigas metálicas con tablero de hormigón es necesario determinar el ancho efectivo del tablero, que para diseño se usará en los cálculos.

Art. 10.38.3

$$12t = 12 \cdot 0,20 = 2,40\text{m}$$

- **Sección Metálica**

En la primera etapa del proceso constructivo únicamente la sección metálica absorberá los esfuerzos de carga proveniente del peso propio de la viga metálica y del hormigón del tablero.

Para el caso mas común de no tener apoyos temporales en el tramo (utilizados para montaje y fundición del tablero) es imprescindible que se haga el chequeo de esfuerzos en el patín de compresión, los mismos que no deberán pasar el esfuerzo admisible dado en la tabla 10.32.1A, en la que indica que:

El esfuerzo de compresión en la fibra extrema de vigas sujetas a flexión cuando el patín de compresión es parcialmente soportado o no soportado, con l'/b no mayor que:

Según AASTHO 1989

Para Acero A-588 M270 Grado 50W

$$l'/b < 30$$

$$F_b = 0.55F_y \left[1 - \frac{(l'/r')^2 F_y}{4\pi^2 E} \right]$$

$$(r')^2 = \frac{b^2}{12}$$

Para el caso del acero A-588

$$F_b = 1.925 - 1.008(l'/b)^2 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

El AISC tiene sus propias fórmulas para el control de pandeo lateral, en función de la reducción de los esfuerzos admisibles en el patín de compresión.

En el caso de los puentes, damos soporte lateral a las vigas a través de los rigidizadores, que en diafragmas se ubican a uno y otro lado del alma, íntegramente soldados a la sección y a través de los diafragmas propiamente dichos.

Una vez que el tablero haya alcanzado resistencia, el patín superior está totalmente soportado, pudiendo entonces, alcanzar el esfuerzo máximo admisible que fue especificado inicialmente.

Es recomendable ser cuidadoso en la ubicación de diafragmas y para el patín superior es preferible que sean más anchos, deberá tenerse presente los artículos de la sección 10.34 entre los cuales tendremos:

Art. 10.34.2.1.1

Cada ala (patín, platabanda), puede estar compuesta de una serie de placas unidas en sus extremos a una total penetración de soldadura. Los cambios de áreas en el patín pueden estar acoplados por variaciones en ancho o espesor de placa o por una cubreplaca añadida.

Art. 10.34.2.1.2

Cuando cubreplacas (refuerzos) sean usadas, se diseñara, de acuerdo al Art. 10.13

Art. 10.13.3

El máximo espesor de una cubreplaca no será mayor a dos veces el espesor del patín que se coloca. El espesor total de todas las cubreplacas, no será mayor que dos veces y medio el espesor del patín.

Art. 10.13.4

Una longitud adicional de cubreplaca soldada deberá extenderse mas allá del extremo teórico, hasta la sección de la viga donde los esfuerzos sean menores o se igualen con el rango de esfuerzos de fatiga permisible.

Extremo teórico es aquel que en la sección alcanza el esfuerzo admisible por carga de servicio, sin la cubreplaca.

La distancia Terminal será dos veces el ancho de la cubreplaca, cuando ésta no se suelde en sus extremos y una y media veces cuando la cubreplaca sea soldada transversalmente en sus extremos.

El ancho del extremo de cubreplacas no será menor que 76mm.

Las cubreplacas tendrán soldadura continua.

Art. 10.34.2.1.3

La relación ancho/espesor del patín de compresión no deberá exceder del determinado por la fórmula:

$$\frac{b}{t} = \frac{860}{\sqrt{fb}} \quad b/t \text{ max} = 24$$

Art. 10.34.2.1.4

Cuando el esfuerzo de compresión, debido a flexión, sea igual a $0,55F_y$, la relación b/t , no deberá exceder de los siguientes valores:

F_y (psi)	b/t
36000	23
50000	20

Art. 10.34.2.1.5

En el caso de vigas compuestas, la relación del ala (patín) superior de compresión ancho/espesor, no deberá exceder el valor de:

$$\frac{b}{t} = \frac{1021}{\sqrt{fb_{(cm)}}} \quad \text{Donde } fb_{(cm)}, \text{ es el esfuerzo de compresión debido a carga muerta}$$

en la sección metálica (no compuesta).

Art. 10.8.1

Este artículo indica, que el mínimo espesor del material es 8 mm

Art. 10.18.5.5

Cuando las placas a empalmarse tengan anchos diferentes, y deban unirse con soldaduras de tope, deberá darse una transición, como se indica en la figura.

Cuando se vaya a unir con soldadura a tope, materiales de distinto espesor, deberá también darse una transición uniforme entre la superficie de ambos elementos en una relación de 1 a 2 ½.

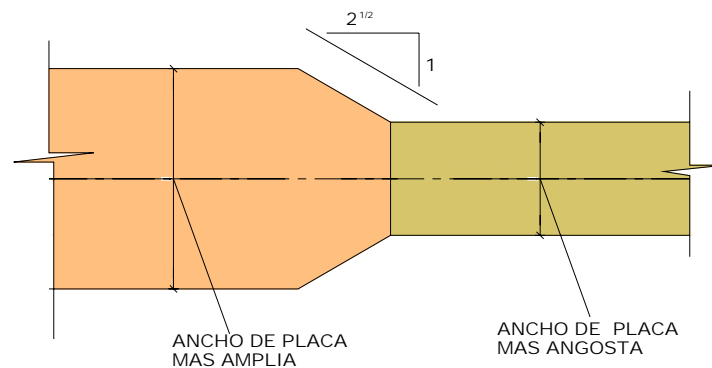


Figura III - 7: Transición entre placas de diferente ancho

- **Sección 3n**

Art. 10.38.1.4

El Art. señala que, el efecto del creep deberá ser considerado en el diseño de vigas compuestas, las cuales tiene cargas actuando en la sección compuesta.

En tales estructuras, los esfuerzos y cortes horizontales producidos por carga muerta, actuando en la sección compuesta, deberán ser calculados, para un valor de n , multiplicado por 3.

Art.10.38.1.3

La relación entre módulos de elasticidad del acero y del concreto se conoce como el valor de n .

Este valor es función de la resistencia a la rotura del cilindro de hormigón y deberá ser tomado como sigue.

F'c	n
210	9
280	8
350	7

Se identifica las cargas muertas que se colocan posteriores a que el concreto haya alcanzado la resistencia, como cargas posteriores.

Como cargas posteriores, se considera también a las que se producen luego de retirar los apoyos temporales, si es que estos fueron utilizados para montaje y para la fundición del tablero, y que se los retire, de acuerdo al **Art. 10.38.4.1**, al menos cuando el tablero haya alcanzado el 75% de su resistencia.

En caso de usar apoyos temporales, el corte que producen estos al ser retirados debe considerarse en los conectores de corte.

En nuestro diseño, estamos considerando como cargas posteriores a las cargas de protecciones, capa de rodadura.

Como habíamos visto anteriormente en el artículo 3.23.2.3.1.1 las cargas posteriores deberán repartirse proporcionalmente para el número de vigas.

- **Sección n**

Para las cargas instantáneas, o cargas vivas, que se entiende cargará la estructura cuando trabaja la sección compuesta se utiliza la sección n.

El ancho colaborante del tablero de hormigón, dividimos para n, a fin de transformar la sección de hormigón en una placa de acero y así calcular las propiedades geométricas, puesto que de acuerdo al **Art. 10.38.2.1**, deberá usarse el método del momento de inercia.

También las cargas y esfuerzos que se producen por contracción y temperatura se consideran aplicadas en la sección n.

▪ Esfuerzos en las Secciones

En todas las secciones, los esfuerzos se calcularán de acuerdo a la fórmula general de flexión:

$$f_b = \frac{M}{Z} \quad Z = \frac{I}{c}$$

Por contracción y temperatura, tendremos a más de flexión, el esfuerzo axial, como se indico anteriormente.

Las planillas de cálculo se encuentran adjuntas en el *Anexo 5*

▪ Chequeo de los Esfuerzos

Chequeo de Esfuerzos en el Patín de Compresión:

Según AASHTO 2002

$$F_b = \frac{50 \times 10^6 C_b \left(\frac{l_{yc}}{\ell} \right) \sqrt{0.772 \frac{J}{l_{yc}} + 9.87 \left(\frac{d}{\ell} \right)^2}}{S_{xc}} \leq 0.55 F_y$$

S_{xc}.- Módulo de sección

C_b.- $1,75 + 1,05(M1/M2) + 0,3(M1/M2)^2$

M1.- Es el menor momento

M2.- Mayor momento al final de la longitud no arriostrada de la viga.

M1/M2.- Positivo cuando los momentos causan curvatura doble, negativo cuando la curvatura es simple.

C_b = 1.0 para cantilever no arriostrado, o en miembros donde en el tramo del segmento no arriostrado exista un momento mayor al de los dos extremos.

$$J = \frac{(bt^3)_c + (bt^3)_t + Dt_w^3}{3}$$

b = ancho del los patines de compresión y tensión.

t = espesor de los patines.

I_{yc} = momento de inercia del patín de compresión alrededor del eje vertical en el plano del alma.

ℓ = longitud no soportada

d = altura de la viga

ABSISA	Mcm t - m	Cb	bc (cm)	tc (cm)	lyc (in ⁴)	Sxc (in ³)
0,000	0.00		35.00	2.50		
6,600	391.97	1.75	35.00	2.50	214.60	2181.55
13,200	685.92	1.05	60.00	2.50	1081.13	3399.92
19,800	881.87	0.75	75.00	3.00	2533.90	3840.63
26,400	979.80	1.00	75.00	3.00	2533.90	4564.78

ABSISA	D	tw	bt platabanda	t platabanda	bt refuerzo	t refuerzo	J (cm ⁴)
0,000	260.00	1.00	40.00	2.50			477.29
6,600	260.00	1.00	65.00	2.50			607.50
13,200	260.00	1.00	75.00	3.00	20.00		1074.17
19,800	260.00	1.00	75.00	3.00	40.00	3.00	1796.67
26,400	260.00	1.00	75.00	3.00	45.00	3.00	1841.67

ABSISA	I in	J in ⁴	d in	Fb psi	Fb max Kg./cm ²	fb Kg./cm ²
0,000		11.47				
6,600	259.84	14.60	104.33	42468.86	1925.00	962.31
13,200	259.84	25.81	105.71	82734.66	1925.00	1230.80
19,800	259.84	43.17	105.91	122703.01	1925.00	1165.34
26,400	259.84	44.25	105.91	137332.63	1925.00	1295.71

Tabla III - 11: Chequeo de esfuerzos en el Patín de Compresión

Según AASHTO 1989 Para acero A-588

$$F_b = 1.925 - 1.008(\ell'/b)^2$$

$$\ell' = S_d = 660.0 \text{ cm} \quad \text{Longitud no arriostrada}$$

$$\frac{b}{t}_{\max} = \frac{1021}{\sqrt{f_{b_{cm}}}}$$

ABSISA	b	t	(b/t)	Fb	fb	b/t (max)
26,40	75,00	3,00	25,00	1846,94	1295,71	28,36
19,80	75,00	3,00	25,00	1846,94	1165,34	29,91
13,20	60,00	2,50	24,00	1803,03	1230,80	29,10
6,60	35,00	2,50	14,00	1566,56	962,31	32,91
0,00	35,00	2,50	14,00	1566,56	218,85	69,02

Chequeo de Esfuerzos Grupos I y IV:

Los esfuerzos obtenidos en la tabla III - 12 no sobrepasan a los esfuerzos admisibles por lo que las dimensiones del patín superior (compresión) se aceptan.

Chequeo de Esfuerzos Cortantes:

$$F_v = 0,33F_y = 1.155,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v \text{ max} = 546,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v > f_v \quad \text{OK}$$

3.8.6.- RIGIDIZADORES

3.8.6.1.- RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO

▪ Chequeos

El Art. 10.34.4.1 indica que estos rigidizadores pueden ser omitidos si:

$$a) \quad t_w > D/150$$

$$D = 260 \text{ cm}$$

$$D/150 = 1,73$$

$$t_w \text{ real} = 1,00$$

$$t_w < D/150 \quad \text{usar rigidizadores.}$$

$$b) \quad f_v < F_v$$

$$F_v = \left(2265 \frac{t_w}{D} \right)^2 \leq \frac{F_y}{3}$$

$$F_v = 75,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y/3 = 1.155,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 546,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v > F_v \quad \text{usar rigidizadores.}$$

▪ **Espaciamiento:**

El espaciamiento ha sido adoptado en función de la separación de los diafragmas, así también como los rigidizadores y del esfuerzo de compresión en el patín, que depende de la distancia entre diafragmas.

Art.10.20.1 separación de Diafragmas .- $S_d = 7,62$ m.

Art. 10.34.4.2 Cuando los rigidizadores transversales intermedios sean requeridos, el espaciamiento debe ser tal que el esfuerzo cortante no deberá exceder el dado por la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{F_y}{3} \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D} \right)^2}} \right]$$

El máximo espaciamiento es limitado a:

$$d_o \text{ máx.} = 3D \leq D \left(\frac{260}{D/t_w} \right)^2$$

Donde:

$$\left. \begin{array}{ll} \frac{D}{t_w} \leq \frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} & \Rightarrow C = 1.0 \\ \frac{6000\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{D}{t_w} \leq \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} & \Rightarrow C = \frac{6000\sqrt{k}}{\left(\frac{D}{t_w} \right) \sqrt{F_y}} \\ \frac{D}{t_w} > \frac{7500\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} & \Rightarrow C = \frac{4.5 \times 10^7 k}{\left(\frac{D}{t_w} \right)^2 F_y} \end{array} \right\} k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D} \right)^2}$$

do.- Espaciamiento del rigidizador intermedio

Art. 10.34.4.3

El espaciamiento del primer rigidizador de una viga simplemente apoyada, deberá ser tal que el esfuerzo cortante en el panel, no exceda el valor dado la siguiente ecuación:

$$F_v = \frac{C * F_y}{3} \leq \frac{F_y}{3}$$

El espaciamiento máximo es limitado a 1,5D.

Art. 10.34.4.6

Los rigidizadores intermedios preferiblemente deberán ser placas para soldarse a la viga. Pueden ser en pares o uno solo. Cuando se usen rigidizadores a un solo lado, estos deberán unirse al patín de compresión.

Art.10.34.4.7

El momento de inercia de un rigidizador con referencia la mitad del plano del alma no deberá ser menor que:

$$I = d_o * t_w * J^3$$

$$J = 2.5 (D/d_o)^2 - 2 > 0.5$$

I.- Mínimo momento de inercia admisible del rigidizador intermedio.

J.- Relación de rigidez requerida de un rigidizador intermedio a la placa del alma.

d_o.- Espaciamiento real entre rigidizadores.

D.- Altura no soportada del alma entre alas.

t_w.- Espesor del alma.

La sección transversal bruta de un rigidizador intermedio no deberá ser menor que:

$$A = \left[0.15B * D * t_w (1 - C) \frac{f_v}{F_v} - 18t_w^2 \right] Y$$

Y.- Es la relación entre el límite de fluencia del alma y del rigidizador.

B.- 2,4 para placa simple.

C.- Se obtiene como se indicó anteriormente. (Art. 10.34.4.2)

Art. 10.34.4.8

Para un rigidizador simple usado, el momento de inercia deberá calcularse respecto a la cara en contacto con el alma.

$$t^3 a^3 / 12 \quad \text{explicación}$$

Art. 10.34.4.9

Los rigidizadores transversales, no necesitan ser apoyados al patín de tensión. La distancia entre el extremo del rigidizador y el patín, no deberá ser menor que $4t_w$ o mas que $6t_w$.

Rigidizadores en puntos de cargas concentradas, serán ubicados en pares y diseñados de acuerdo al Art. 10.34.6, como rigidizadores de apoyo.

Art. 10.34.4.10

El ancho de un rigidizador intermedio no será menor que 51mm más $1/30$ de la altura del alma, y de preferencia, no menor que $1/4$ del ancho total del ala de la viga.

El espesor del rigidizador no será menor que $1/16$ del ancho.

Los rigidizadores intermedios pueden ser de acero A-36.

Se hará un chequeo del espaciamiento:

D	=	260,0	cm	Altura del alma constante
t_w	=	1,0	cm	
D/t_w	=	260,0		
F_y	=	3.500,0	kg/cm ²	= 50 000,0 psi
F_y	=	59,2		= 223.6
$3D$	=	780,0	cm	
$D[260/(D/t_w)]^2$	=	260,0	cm	
do (max)	=	260,0	cm	

x (m)	do (cm)	k	6000√k	7500√k
			√Fy	√Fy
0.00	90.00	46.73	183.42	229.28
0.90	110.00	32.93	153.99	192.49
2.00	130.00	25.00	134.16	167.71
3.30	165.00	17.42	111.98	139.97
4.95	165.00	17.42	111.98	139.97
6.60	165.00	17.42	111.98	139.97

do	C	(do/D) ²	Fv Kg./cm ²	fv Kg./cm ²
90.0	0.622	0.120	729.0	546.1
110.0	0.438	0.179	1041.0	530.8
130.0	0.333	0.250	998.3	512.2
165.0	0.232	0.403	932.9	490.3
165.0	0.232	0.403	932.9	462.7
165.0	0.232	0.403	932.9	435.4

Tabla III - 12: Chequeo del el espaciamiento entre rigidizadores

No hacen falta más chequeos, puesto que fv disminuye, y do y Fv se mantienen.
Se acepta el espaciamiento dado.

▪ **Ancho del Rigidizador:**

$$D = 2.600 \text{ mm}$$

$$b_{\text{prom}} = 55,0 \text{ cm}$$

$$a = 51 + (D/30) \text{ mm} \Rightarrow 13,77 \text{ cm}$$

$$a = b/4 \Rightarrow 13,75$$

$$a_{\text{min}} = 14,0 \text{ cm}$$

▪ **Espesor del Rigidizador**

$$t \geq a/16$$

$$t = 0,88 \text{ cm.}$$

$$t = 1,00 \text{ adoptado.}$$

▪ **Área del Rigidizador**

$$\begin{aligned} B &= 2,40 \\ D &= 260,00 \text{ cm} \\ tw &= 1,00 \text{ cm} \\ Y &= 1,00 \end{aligned}$$

C	(fv/Fv)	A (cm ²)
0,62	0,749	8,5
0,44	0,510	8,8
0,33	0,513	14,0
0,23	0,526	19,8
0,23	0,496	17,7
0,23	0,467	15,6

$$\text{Areal} = 14,0 * 1,00 = 14,0 \text{ cm}^2$$

▪ **Inercia del Rigidizador**

do	J	Imin (cm ⁴)
90,00	18,86	1697,78
110,00	11,97	1316,36
130,00	8,00	1040,00
165,00	4,21	694,24

$$\text{Ireal} = 1,0 * 14^3 / 3 = 914,7 \text{ cm}^4$$

Los cuatro primeros rigidizadores serán de:

$$A = 19,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Ireal} = 2.471,6 \text{ cm}^4$$

3.8.6.2 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

Antes de revisar lo concerniente a estos rigidizadores, debemos verificar si se requieren, haciendo el chequeo del espesor del alma.

▪ **Espesor del Alma**

Art. 10.34.3.1.- Vigas no Rigidizadas Longitudinalmente

Art. 10.34.3.1.1.- El espesor de la placa del alma de una viga, sin rigidizador longitudinal, no será menor que lo determinado por la fórmula:

$$tw = \frac{D\sqrt{fb}}{6085}$$

En ningún caso menor que D/170.

Art. 10.34.3.1.2.- Si el esfuerzo de compresión calculado, en el patín, es igual al esfuerzo admisible el espesor del alma no será menor que:

Fy

2.520 kg/cm² D/165

3.500 kg/cm² D/140

Si suponemos que $f_b = F_b = 1.925 \text{ kg/cm}^2$

D/140 = 1,90 cm

tw = 1,00 cm adoptado.

E espesor del alma no cumple con este requerimiento por se usará **rigidizador longitudinal**.

Art. 10.34.3.2.- Vigas Rigidizadas Longitudinalmente.

Art. 10.34.3.2.1.- El espesor de la placa del alma de la viga con rigidizador longitudinal, no será menor que el que se indica en la fórmula:

$$tw = \frac{D\sqrt{f_b}}{12170}$$

En ningún caso menor que D/340.

Art. 10.34.3.2.2.- Cuando el esfuerzo de flexión en el patín, es igual al admisible, el espesor del alma, rigidizada con rigidizadores transversales intermedios en combinación con un rigidizador longitudinal, no será menor que:

Fy

2.520 kg/cm² D/330

3.500 kg/cm² D/280

Si suponemos que $f_b = F_b = 1.925 \text{ kg/cm}^2$

D/280 = 0,93 cm

tw = 1,00 cm adoptado

Art. 10.34.5.1.- El centro de la placa del rigidizador longitudinal estará ubicado a $D/5$, desde el patín d compresión. El rigidizador longitudinal estará proporcionado tal que:

$$I = D * t_w^3 \left(2.4 \frac{d_o^2}{D^2} - 0.13 \right)$$

I.- Mínimo momento de inercia del rigidizador longitudinal respecto a la cara en contacto con el alma.

d_o .- Distancia entre rigidizadores transversales.

Art. 10.34.5.2.- El espesor del rigidizador longitudinal t_s no será menor que:

$$t_s = \frac{b' \sqrt{f_b}}{598} \quad \text{donde:}$$

b' .- Ancho del rigidizador

f_b .- Esfuerzo de compresión calculado en patín.

Art. 10.34.5.3.- El esfuerzo en el rigidizador, no será mayor, que el esfuerzo de flexión, del material usado en el rigidizador.

Art. 10.34.5.4.- Los rigidizadores longitudinales, son generalmente ubicados a un solo lado del alma. No necesita ser continuo, y pueden ser ubicados entre rigidizadores transversales, soldados a estos.

Art. 10.34.5.5.- El esfuerzo de corte en el alma de la viga, cuando se use rigidizador longitudinal será determinado de acuerdo con el Art. 10.34.4 (Rigidizadores transversales intermedios).

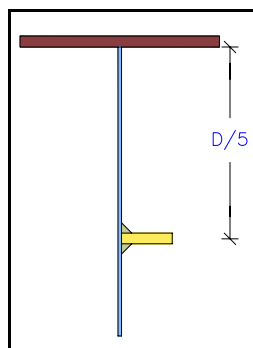


Figura III - 8: Ubicación del Rigidizador Longitudinal

Ancho b' = 14,0 cm Adoptamos el mismo ancho del rigidizador intermedio.

F_b = 1.836,5 kg/cm² Tomamos el mayor.

Espesor t_s = 1.003 cm.

t_s = 1.00 cm adoptado.

Ubicación

El rigidizador longitudinal se ubicará a $D/5$, medido desde el patín de compresión.

$D/5$ = 52 cm.

Inercia Mínima

D_o = 165 cm Se tomará d_o , donde f_b es mayor (CL)

I_{min} = 217,5 cm⁴

I_{real} = $t_s \cdot b'^3 / 3$

I_{real} = 914,7 cm⁴

3.8.6.3 RIGIDIZADOR DE APOYO

Art. 10.34.6.1.- Vigas Soldadas.

Sobre los apoyos extremos de vigas de placas soldadas y sobre los apoyos intermedios de vigas continuas de placas soldadas, deberá haber rigidizadores. Estos deberán extenderse hasta el borde de los patines. Preferible deberán ser hechos de placas ubicadas a ambos lados del alma.

Los rigidizadores de apoyo deberán ser diseñados como columnas y su conexión al alma deberá ser calculada para transmitir la reacción total de los apoyos.

Para rigidizadores constituidos por dos placas, la sección de la columna estará conformada por las dos placas mas una porción del alma, equivalente a 18 veces su espesor como máximo.

Cuando los rigidizadores consisten de cuatro o mas placas, la sección de columna consistirá en las cuatro placas mas la parte del alma entre los rigidizadores, mas un ancho no menor de 18 veces el espesor del alma.

El radio de giro deberá ser calculado respecto al eje que pasa a través del alma. Solo la parte de los rigidizadores que quede fuera de la soldadura de unión alma – patín, será considerada efectiva como apoyo.

El espesor de la placa del rigidizador de apoyo no deberá ser menor que:

$$t'' \geq \frac{b'' \sqrt{F_y}}{578}$$

b'' = ancho del rigidizador de apoyo

El esfuerzo admisible de compresión y la presión en el apoyo sobre los rigidizadores, no deberá exceder a lo especificado en la tabla 10.32.1A.

Podemos tomar el valor de k = 1,00

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

El valor de C_c según F_y es:

F_y	C_c
2520 kg/cm ²	126,1
3500 kg/cm ²	107,0

$$kL/r < C_c$$

$$\text{Para } F_y = 3.500 \text{ kg/cm}^2 \quad F_a = 1.650 - 0.0721(kL/r)^2$$

F_a .- Esfuerzo admisible de compresión

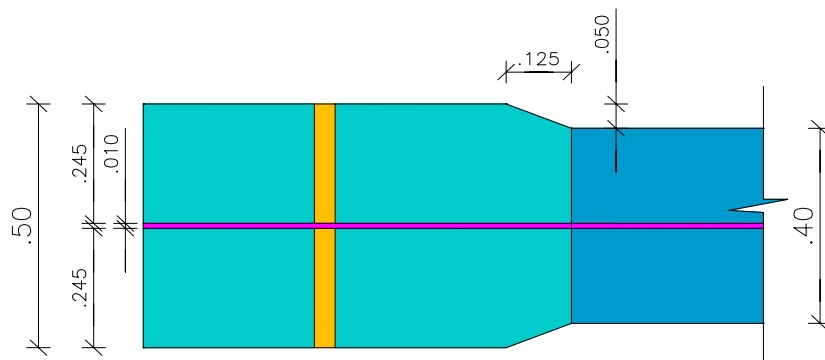


Figura III - 9: Configuración en Planta de los rigidizadores de apoyo

▪ Ancho del Rigidizador

El ancho del rigidizador esta en función de los patines.

El ancho real estará en relación al patín inferior, y este depende del apoyo debajo del él (apoyos neopreno).

$$b'' = (b - t_w)/2 \quad b.- \text{ Ancho de patín en el apoyo}$$

$$b = 50,0 \text{ cm} \quad \text{Ancho patín inferior en el apoyo.}$$

$$t_w = 1,00 \text{ cm} \quad \text{Espesor del alma.}$$

$$b'' = \mathbf{24,50 \text{ cm}} \quad \text{Ancho real del rigidizador de apoyo.}$$

Del ancho real del rigidizador de apoyo es efectivo el ancho que depende del patín superior descontando el alma y recorte para la soldadura alma – patín.

Sería conveniente entonces ampliar el patín superior en el apoyo, a fin de hacer efectivo todo el ancho.

r.- Recorte en esquina del rigidizador por suelda alma – patín

$$b_s = 40,0 \text{ cm} \quad \text{ancho patín superior}$$

$$r = 2,00 \text{ cm} \quad \text{recorte}$$

$$b''e = (b_s/2 - r - t_w/2) = \mathbf{17,50 \text{ cm}} \quad \text{ancho efectivo}$$

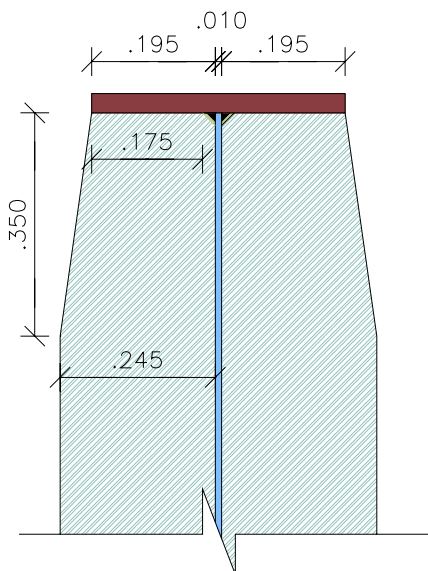


Figura III - 10: Sección transversal de viga con rigidizadores de apoyo

▪ Espesor del Rigidizador

$$b'' = 24,50 \text{ cm.}$$

$$F_y = 3.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t'' = 2,50 \text{ cm.}$$

$$t'' = 2,50 \text{ cm. adoptado Usar dos a cada lado del alma}$$

▪ Propiedades Geométricas

Sr.- Separación entre rigidizadores de apoyo

$$A = b''e''t''^3 + (18tw + Sr)tw \quad \text{Área del rigidizador.}$$

$$A = 17,5 \cdot 2,5^3 + (18 \cdot 1 + 20) \cdot 1$$

$$A = 213,0 \text{ cm}^2$$

$$I = 2 \cdot t'' \cdot b^3 / 12 + (18tw + Sr)tw^3 / 12 \quad b.- \text{Ancho del patín inferior}$$

$$I = 52.086,5 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia de la sección.}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 15,6 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro de la sección.}$$

kL/r relación de esbeltez.

k.- Factor de longitud efectiva $k = 1.0$

L.- 260.0 cm Altura del alma (longitud no soportada).

$$kL/r = 16,6$$

▪ Esfuerzos

Esfuerzo Admisible

$$F_a = 1.650 - 0,0721 (kL/r)^2 \quad \text{Para acero ASTM – 588}$$

$$F_a = 1.630,1 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Real

$$f_a = V_t / A \quad V_t = 141,977 \text{ Ton}$$

$$f_a = 666,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a > f_a \quad \text{ok}$$

3.8.7 ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

▪ Especificaciones

El Art. 1.7.17, indica que luces de 38,0 m. en adelante, que tengan piso de concreto u otro tipo de similar rigidez, que estén conectados al patín superior; un sistema de arriostramiento lateral deberá proveerse cerca del patín inferior. En el código del 2002, en el Art. 10.21.2 indica que es necesario investigar si se requiere arriostramiento lateral. Patines conectados a tableros de concreto u otro material de similar rigidez, no requiere arriostramiento lateral.

Art. 10.21.2.- Una presión horizontal de 244,0 kg/m² será aplicada en área expuesta de la superestructura en elevación. Un medio de esta fuerza será aplicada en el plano de cada patín.

Art. 10.21.3.- Cuando se requiera el arriostramiento lateral, este deberá ubicarse en la cara exterior, entre diafragmas. Los arriostramientos serán arriostrados cerca del ala, que vaya a ser arriostrada.

Art. 10.21.6.- El arriostramiento se hará con ángulos, otros perfiles o secciones soldadas. El menor Angulo será 3"x 2 ½ ".

▪ Carga de Viento

En el país no existen vientos de gran magnitud, por lo que adoptamos una presión de viento menor a la especificada, más con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los arriostramientos.

$p_v = 120 \text{ kg/m}^2$ Presión de viento adoptada.

▪ Superficie de Influencia y Fuerza

La superficie será la parte lateral de la viga donde actúa el viento.

Ht	=	2,66 m.	Altura total de viga
L	=	60,0 m.	Longitud total de viga
A	=	159,6 m ²	Área donde actúa el viento.

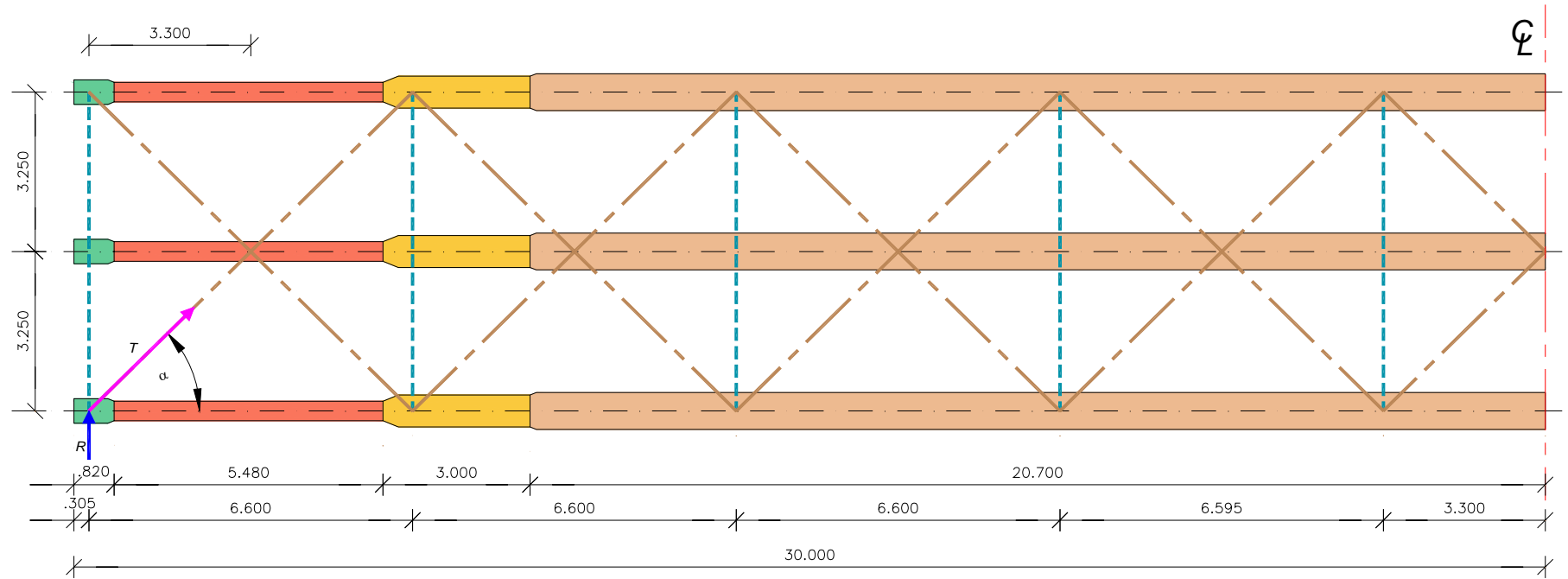


Figura III - 11: Configuración en planta de Arriostramientos inferiores (Vista desde Abajo)

Fuerzas de Viento

F_t	=	$A \cdot p_v$	=	19.152,0	kg	Fuerza Total
R	=	$F_t/2$	=	9.576,0	kg.	Reacción en Apoyos
T	=	$R/\text{sen}\alpha$				Fuerza viento en diagonal.
a_t	=		=	6,50	m	Separación vigas exteriores.
S_d	=		=	6,60	m	Separación entre Diafragmas.
L	=		=	9,26	m	Diagonal (Hip.) del triángulo.
$\text{sen}\alpha$	=		=	0,702		
T	=	13.647,1		kg.		

▪ **Esfuerzos en la Diagonal**

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos: L100x100x10

A	=	19,20	cm ²	Área del ángulo
r	=	1,95	cm	Radio de giro del ángulo.
l_a	=	381,8	cm	Longitud conectada del ángulo.
k	=	0,80	<small>soldada</small>	Coef. según tipo conexión.
$k \cdot l_a / r$	=	156,64		Relación de esbeltez Angulo.

Chequeo a tracción:

$(k \cdot l / r)_{\max}$	240	Para miembros secundarios.
--------------------------	-----	----------------------------

En la tabla 10.32.1A, indica que los miembros en tensión axial, con agujeros, deberán satisfacer los criterios de sección bruta y sección neta.

Para sección bruta:	F_a	=	$0,55F_y$	=	1.925,0	kg/cm ²
Para sección neta	F_a	=	$0,50F_u$	=	2.450,0	kg/cm ²

Cuando el área de los agujeros es mas del 15%, deberá descontarse del área bruta, el área en exceso al 15%, determinándose el esfuerzo, según el criterio de área bruta.

En nuestro caso tenemos una perforación para perno de montaje, ya que la conexión será soldada.

Asumimos como área neta el 85% del área bruta del Ángulo:

$$A_n = 0,85 \cdot 19,20 = 16,32 \text{ cm}^2 \quad \text{Área neta del Ángulo.}$$

Art. 10.9.1 Indica que el área efectiva de un ángulo será el área neta del lado conectado mas $\frac{1}{2}$ del área del lado no conectado.

$$A_n = 14,70 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo Real:

$$\sigma_t = T/A_n = 928,37 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Admisible:

$$F_a = 1.925,0 \text{ kg/cm}^2$$

Para cargas de viento se puede aumentar el esfuerzo admisible en 25% Tabla 3.22.1A Grupo II.

$$\sigma_t = 2.406,25 \text{ kg/cm}^2$$

▪ Conexión de Arriostramiento Inferior

Los ángulos de arriostramiento, se conectarán mediante una soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.

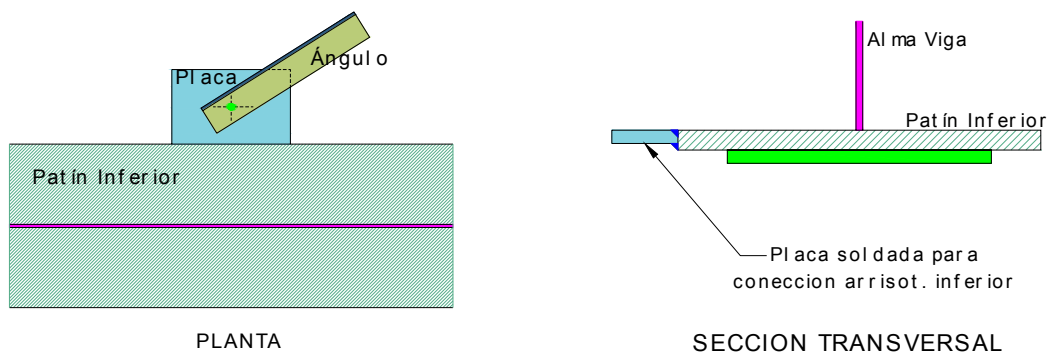


Figura III - 12: Detalle de Conexión de arriostramiento a placa

3.8.8.- ARRIOSTRAMIENTO VERTICAL.- DIAFRAGMAS

3.8.8.1.- INTRODUCCIÓN

Art. 10.20.1.- Los vanos entre vigas, serán provistos de diafragmas o marcos transversales, en los apoyos y en las partes intermedias se ubicarán a no mas de 7.62 m. La altura de diafragma será de al menos $\frac{1}{2}$ y de preferencia $\frac{3}{4}$ del peralte de la viga. Los marcos transversales serán de prácticamente toda la altura de la viga. Los marcos transversales serán preferiblemente cruzados o tipo V.

Los marcos transversales o diafragmas de los extremos, serán proporcionados adecuadamente para transmitir todas las fuerzas laterales a los apoyos. Los marcos transversales intermedios deberán estar perpendiculares a los miembros principales cuando los soportes sean esviados en más de 20 grados. Una conexión vertical a placas, tal como los rigidizadores transversales, unirán diafragmas o marcos transversales a la viga y deberán ser rigidizada conectándose a ambos patines, inferior y superior.

Marcos transversales y diafragmas serán diseñados para una fuerza horizontal de viento, descrita en el Art. 10.21.2.

Art. 10.20.2.2 Diafragmas y Marcos Transversales.- La máxima fuerza horizontal **F_d** en diafragmas o marcos transversales se obtiene de la siguiente forma:

$$F_d = 1.14 * W * S_d \quad (\text{con o sin arriostramiento lateral})$$

W.- Carga de viento a lo largo del ala exterior (inferior)

S_d.- Separación de diafragmas

En nuestro caso, ubicaremos marcos transversales entre vigas. Estos marcos, servirán en una primera etapa, antes de que el tablero sea colocado y alcance resistencia, para controlar efectos de montaje, posicionamiento y vientos en menor proporción.

Los diafragmas o marcos transversales, son importantes en una primera etapa, cuando se coloca el hormigón, ya que estos son los que le dan el soporte lateral a la viga, permitiendo que no pandee el patín de compresión a esfuerzos bajos.

Una vez que el tablero alcance resistencia los marcos actuarán para distribuir las cargas y hacer que las vigas trabajen en conjunto, especialmente si hay sobreesfuerzos. Igualmente las deflexiones son controladas por los diafragmas.

Eventualmente los diafragmas o marcos de los extremos absorberán cualquier efecto sísmico.

Usaremos ángulos L 75x75x8 mm

Usaremos marcos transversales en cruz y los cordones superior e inferior serán de doble ángulo, y los diagonales en ángulo simple.

En razón de que existe dificultad en cuantificar la fuerza que actúa en el diafragma, para seguridad utilizaremos la reacción de la fuerza de viento en los apoyos.

▪ Esfuerzos

Cordones 2Lx75x75x8

A = 11.50 cm² Área de cada ángulo

r_{min} = 2.26 cm Radio de giro rx

la = 309.0 cm Longitud del cordón.

K = 0.80 cm Para conexión soldada.

$K*la/r$ = 109.38 Relación de esbeltez.

Esfuerzo Admisible

Fa = $1650 - 0.0721(k*l/r)^2$

Fa = 787.4 Kg./cm².

Para cargas de viento aumentamos los esfuerzos admisibles un 25%

Fa = 984.2 Kg./cm².

Esfuerzo Real

A = 23.0 cm²

fa = R/A = 9576/23

fa = 416.3 Kg./cm²

Ángulo del Cordón

Chequeemos un (1) ángulo del cordón en su longitud no arriostrada.

$$l' = 154.50 \text{ cm} \quad la/2$$

$$r_{\min} = 1.46 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro mínimo}$$

$$k = 0.80$$

$$k \cdot l' / r = 84.66$$

Como la relación de esbeltez es menor que la del conjunto, trabaja el cordón como conjunto.

Diagonales L 100x100x10

Las diagonales trabajaran exclusivamente a tracción. No son adecuadas para esfuerzos altos de compresión.

$$L_d = 374.5 \text{ cm.}$$

$$K = 0.80$$

$$r = 1.95 \text{ cm.}$$

$$K \cdot L_d / r = 153.6 < 240$$

Fuerza admisible de tracción en la diagonal.

$$A_n = 14.70 \text{ cm}^2$$

$$T = 27930.0 \text{ kg.}$$

■ **Geometría del Arriostramiento Vertical**

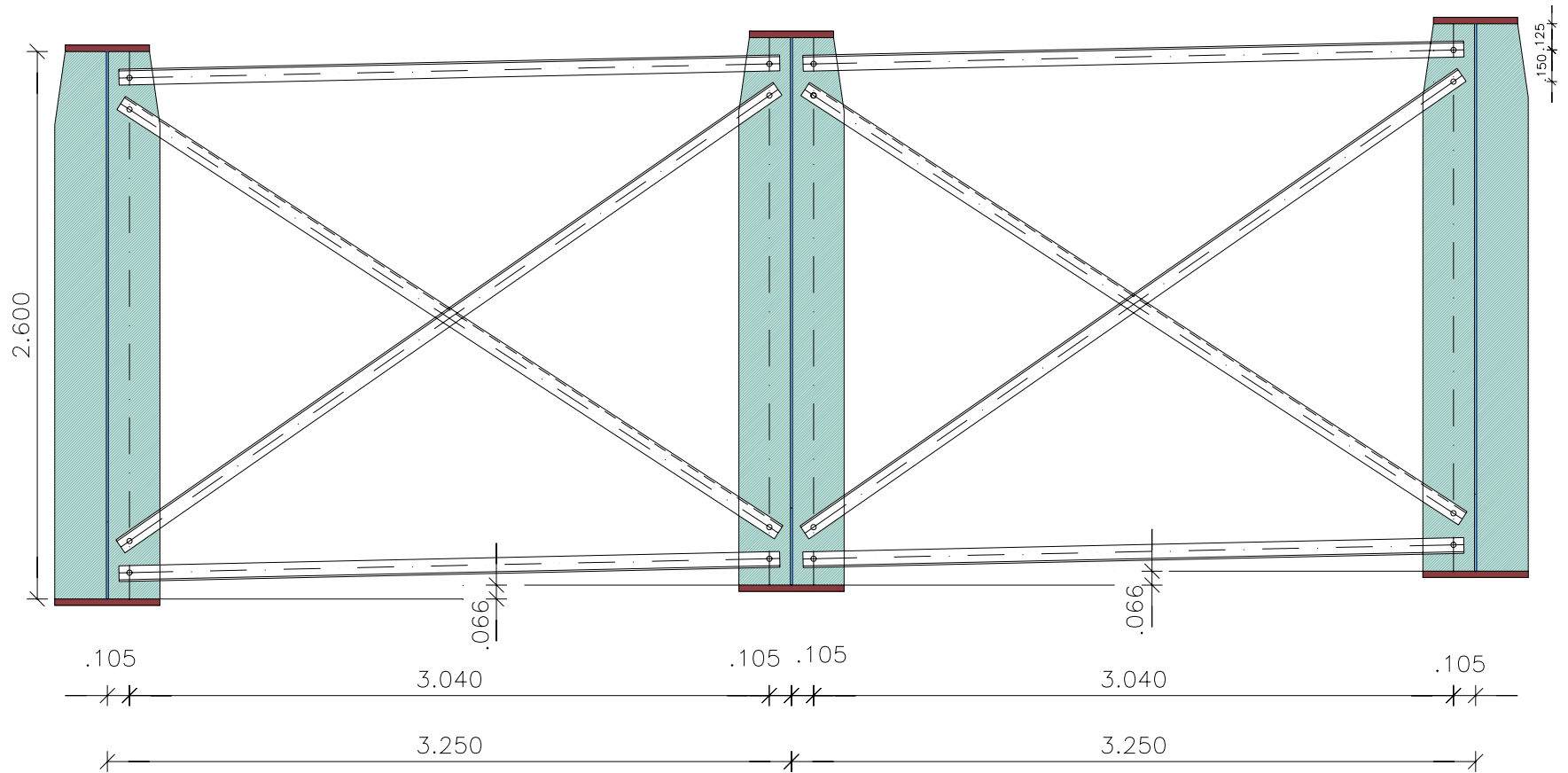


Figura III - 13: Configuración de Arriostramiento Lateral (Marcos Transversales)

3.8.9 CONECTORES DE CORTE

3.8.9.1 INTRODUCCIÓN

Art. 10.38.2.1 El principal mecanismo usado en la unión de la viga y tablero, con el propósito de desarrollar la resistencia a corte necesaria para producir la acción compuesta, estará acorde a las especificaciones de los respectivos materiales como provee la División II. El conector de corte deberá de ser de tipo que permita la compactación del concreto, tal que toda la superficie este en contacto con el concreto. Deberá ser capaz de resistir ambos movimientos, horizontal y vertical entre el concreto y el acero.

Art. 10.38.2.2 La capacidad de los conectores de corte canales y stud (perno), soldados a las vigas esta dado en Art. 10.38.5. Los conectores de corte canal, deberán tener al menos 3/16" de soldadura de filete, tanto al pie como en la base del canal.

Art. 10.38.2.3 La distancia libre de recubrimiento del concreto, sobre la parte superior del conector de corte, no será menor que 5cm sobre la parte inferior de la losa.

Art. 10.38.2.4 La distancia libre entre el borde del patín de la viga y el borde (extremo) del conector no será menor que 2.5cm.

Art. 10.38.5.1 Corte Horizontal

El máximo espaciamiento entre conectores de corte ($d_{o_{max}}$) no deberá exceder los 60cm excepto sobre soportes interiores de vigas continuas donde un mayor espaciamiento puede ser usado, para evitar que los conectores sean ubicados en donde se tengan altos esfuerzos en el patín de tensión.

La resistencia al corte horizontal será provista por el mecanismo de conectores de corte en la unión del tablero de concreto con la viga de acero. Los conectores de corte son dispositivos mecánicos colocados transversalmente al patín de la viga, espaciados a distancias regulares o variables.

Los conectores de corte deben ser diseñados por fatiga chequeados por última resistencia.

Art. 10.38.5.1.1 Fatiga

La fluctuación del esfuerzo cortante horizontal será calculado por la siguiente formula:

$$S_r = \frac{V_r * Q}{I}$$

Sr.- Fluctuación (rango, variación) de esfuerzo cortante horizontal en la unión de la losa y la viga, en el punto x, considerado.

Vr.- Rango de corte de carga viva más impacto en la sección. El rango de corte deberá considerarse como la diferencia entre el mínimo y máximo corte de la envolvente, excluyendo las cargas muertas.

Q.- Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta, del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión o del área de acero de refuerzo embebida en el concreto para momento negativo.

I.- Momento de inercia de la sección compuesta, en las zonas de momento positivo, o el momento de inercia de la viga de acero, incluyendo o no el área de acero de refuerzo embebido en el concreto para momento negativo.

En lo indicado anteriormente el área de concreto en compresión transformada a un área equivalente de acero, se obtiene dividiendo, el ancho colaborante para el valor de n.

El valor del cortante horizontal permisible Zr (en libras), para un conector individual es lo que sigue:

Canales:

$$Z_r = B * W$$

Perno soldado (stud ó espárrago) (para H/d > 4)

$$Z_r = \alpha * d^2$$

W.- Longitud del conector de corte canal en plg., medido transversalmente al patín de la viga.

d.- Diámetro del perno en plg.

No de Ciclos	α	B
100,000.0	13,000.0	4,000.0
500,000.0	10,600.0	3,000.0
2,000,000.0	7,850.0	2,400.0
>2,000,000.0	5,500.0	2,100.0

B.- Constante cuyo valor depende de los ciclos de carga.

H.- Altura del perno en plg.

El espaciamiento de los conectores para esfuerzo cortante se determina al dividir el cortante permisible horizontal de todos los conectores contenidos en la sección transversal de la viga (ΣZ_r) para el rango de esfuerzo cortante horizontal S_r , pero no podrá exceder el máximo espaciamiento especificado en el Art. 10.38.5.1.

$$d_o = \frac{\sum Z_r}{S_r}$$

Art. 10.38.5.1.2 Última Resistencia

El número de conectores, calculados por fatiga, deberán ser chequeados para garantizar la resistencia final.

El número de conectores de corte requeridos debe ser igual o mayor al dado por la fórmula:

$$N1 = \frac{P}{\phi * Su}$$

N1.- Número de conectores de corte entre el punto de máximo momento positivo y el apoyo adyacente.

Su.- Resistencia última del conector de corte.

ϕ .- Factor de reducción = 0.85

P.- Fuerza en el tablero definida luego como P1 ó P2

En los puntos de máximo momento positivo, la fuerza en tablero es tomada como el menor de los valores de las fórmulas:

$$P1 = A_s \cdot F_y$$

$$P2 = 0.85 f'_c \cdot b \cdot c$$

A_s .- Área total del acero incluido cubreplacas.

F_y .- Límite de fluencia según el acero usado.

f'_c .- Esfuerzo de compresión del acero a los 28 días

b .- Ancho del ala efectiva, dado en el Art. 10.38.3

c .- Espesor del tablero de concreto.

La resistencia última del conector está dada como sigue:

Para Canales:

$$S_u = 550 \left(h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'_c}$$

Para Pernos soldados (para $H/d > 4$):

$$S_u = 0.4 d^2 \sqrt{f'_c \cdot E_c}$$

E_c .- Módulo de elasticidad del concreto.

S_u .- Resistencia última del conector de corte individual.

h .- Espesor promedio del ala del canal

t .- Espesor del alma del canal.

W .- Longitud del conector de corte canal.

d .- Diámetro del perno.

Art. 10.38.5.2 Corte Vertical

La intensidad de los esfuerzos cortantes unitarios en una sección compuesta pueden ser determinados en base a la consideración que el alma de la viga lleva el corte exterior total, omitiendo el efecto de las alas y el concreto. El corte puede ser asumido como una distribución uniforme a través del área bruta del alma.

3.8.9.2 CÁLCULOS

▪ Fatiga

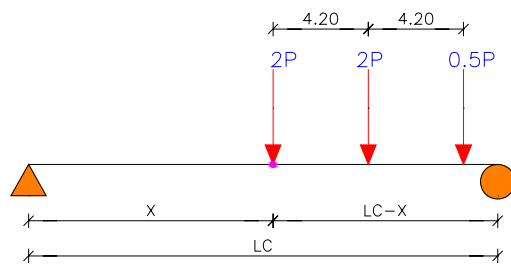
$$d_{o_{\max}} = 60.0 \text{ cm.}$$

$$B = 2400 \text{ para } 2,000,000.0 \text{ de ciclos.}$$

$$W = 7.0 \text{ in (180 mm)}$$

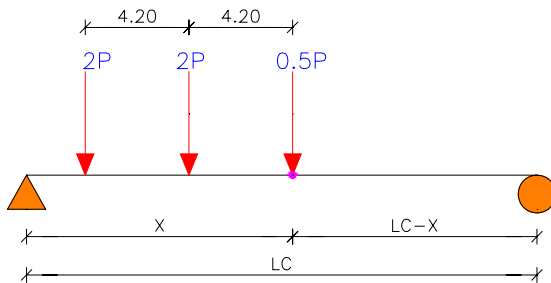
$$Z_r = 16,800.0 \text{ lbs.} = 7,620.0 \text{ kg.}$$

Cálculo del Rango de Corte V_r :



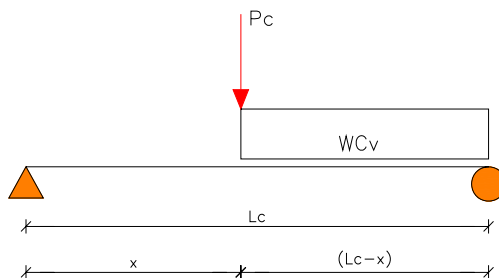
Camión HS – MOP

$$V(+) = R_i$$



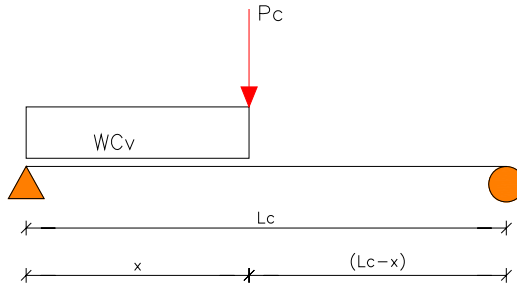
Camión HS – MOP

$$V(-) = R_d$$



Carga Equivalente mayorada 25%

$$V(+) = R_i$$



Carga Equivalente mayorada 25%

$$V(-) = R_d$$

Rango de Corte				
X (m)	V _{cv} + i (+) TON	V _{cv} + i (-) TON	V _r Kg.	Tipo de Carga
0.000	56.158	0.000	56158.2	C. Equivalente
1.195	54.338	0.311	54649.3	
2.695	52.093	0.742	52835.5	
4.195	49.893	1.218	51110.8	
5.695	47.736	1.739	49475.3	
7.195	45.623	2.306	47929.0	
8.695	43.555	2.917	46472.0	
10.195	41.531	3.965	45496.4	
11.695	39.551	5.274	44824.7	
13.195	37.648	6.589	44236.9	H-S MOP
14.695	36.448	7.912	44359.9	
16.195	35.244	9.244	44487.4	
17.695	34.036	10.584	44619.8	
19.195	32.824	11.933	44757.2	
20.695	31.608	13.292	44899.9	
22.195	30.387	14.661	45048.4	
23.695	29.162	16.041	45202.9	
25.195	27.931	17.433	45363.9	
26.695	26.695	18.837	45531.7	
28.195	25.453	20.254	45706.7	
29.695	24.205	21.685	45889.5	

Tabla III - 13: Calculo del Rango de Corte para Fatiga

Propiedades Geométricas			
x m.	y cm.	Q cm ³	I _n cm ⁴
0.000	64.64	38786.55	10566395.1
1.195	64.64	38786.55	10566395.1
2.695	64.64	38786.55	10566395.1
4.195	64.64	38786.55	10566395.1
5.695	64.64	38786.55	10566395.1
7.195	75.24	45142.56	13361130.6
8.695	75.24	45142.56	13361130.6
10.195	85.78	51469.81	15837979.2
11.695	85.78	51469.81	15837979.2
13.195	92.78	55670.97	18265240.0
14.695	92.78	55670.97	18265240.0
16.195	93.43	56058.35	19040762.8
17.695	93.43	56058.35	19040762.8
19.195	96.93	58155.12	20898145.8
20.695	96.93	58155.12	20898145.8
22.195	96.93	58155.12	20898145.8
23.695	98.83	59299.86	21409416.2
25.195	98.83	59299.86	21409416.2
26.695	98.83	59299.86	21409416.2
28.195	98.83	59299.86	21409416.2
29.695	98.83	59299.86	21409416.2

Esfuerzo Cortante y Espaciamiento de Conectores		
x m.	S _r Kg./cm	d cm.
0.000	206.14	36.97
1.195	200.60	37.99
2.695	193.95	39.29
4.195	187.61	40.62
5.695	181.61	41.96
7.195	161.94	47.06
8.695	157.01	48.53
10.195	147.85	51.54
11.695	145.67	52.31
13.195	134.83	56.52
14.695	135.21	56.36
16.195	130.98	58.18
17.695	131.37	58.01
19.195	124.55	60.00
20.695	124.95	60.00
22.195	125.36	60.00
23.695	125.20	60.00
25.195	125.65	60.00
26.695	126.11	60.00
28.195	126.60	60.00
29.695	127.10	59.95

N = 77.0 Número de conectores hasta el centro de la luz.

▪ **Comprobación por Última Resistencia**

$$\begin{aligned}
 N &= P/\phi * Su \\
 P &= \begin{cases} P1 &= As * Fy \\ P2 &= 0.85 * f'c * Ac \end{cases} \\
 \phi &= 0.85 \\
 Su &= 550(h+t/2)W\sqrt{f'c} \\
 &\quad h.- \text{ Espesor promedio ala del canal} \\
 &\quad t.- \text{ Espesor del alma del canal} \\
 &\quad Fy.- \quad 3500 \text{ Kg./cm}^2 \\
 &\quad f'c \quad 4000.00 \text{ psi} \quad 280 \\
 &\quad W \quad 7.00 \text{ in} \\
 \text{Para } C4"x5.4 \\
 &\quad t = 0.184 \text{ in} \\
 &\quad h = 0.296 \text{ in} \\
 Su &= 94,476.2 \text{ lb.} \\
 \mathbf{Su} &= \mathbf{42,853.7 \text{ Kg.}} \\
 As &= 461.5 \text{ cm}^2 \quad \text{mínima} \\
 P1 &= 1,615,250.0 \text{ Kg.} \\
 P2 &= 1,142,400.0 \text{ Kg.} \\
 \mathbf{P} &= \mathbf{1,142,400.0 \text{ Kg.}} \\
 \mathbf{N} &= \mathbf{31.4 \text{ conectores}}
 \end{aligned}$$

Se mantiene el número de conectores colocados por fatiga.

3.8.10.- ESTIMACIÓN DE DEFLEXIONES

3.8.10.1 INTRODUCCIÓN

Art. 10.6.1

El término deflexión es usado aquí para indicar la deflexión estimada de acuerdo a las suposiciones de carga hechas en el cálculo de esfuerzos.

Art. 10.6.2

Miembros de vanos simples o continuos, se diseñarán de tal manera que la deflexión debida a la carga viva de servicio, mas impacto, no deberá exceder a L/800, exceptuando los puentes de zonas urbanas con áreas usadas para peatones, donde preferiblemente se limitará a L/1000.

Art. 10.6.3

La deflexión en voladizos, debida a la carga viva mas impacto, se limitará a $L_v/300$, excepto cuando se incluya peatones, en cuyo caso la relación deberá ser $L_v/375$.

Art. 10.6.4

Cuando en los vanos se tengan marcos transversales o diafragmas suficientes en altura y resistencia para garantizar la distribución lateral de las cargas, la deflexión podrá ser calculada para las cargas H o HS, considerando todas las vigas o largueros actuando conjuntamente y que tienen la misma deflexión.

Art. 10.6.5

El momento de inercia del área bruta de la sección transversal, deberá usarse en el cálculo de las deflexiones de vigas. Cuando estas forman una sección compuesta, las cargas vivas pueden ser consideradas actuando sobre la sección compuesta.

Art. 10.38.6.1

Las disposiciones de los artículos 10.6, respecto a deflexiones de carga viva mas impacto, serán igualmente aplicables a las vigas compuestas.

Art. 10.38.6.2

Cuando las vigas no estén provistas de obra falsa, o cualquier otro tipo efectivo de apoyo intermedio, durante la fundición del tablero de concreto, la deflexión debida al peso del tablero y otras cargas muertas permanentes, que actúen antes de que el concreto haya alcanzado el 75% de la resistencia especificada a los 28 días, deberá calcularse en base a la sección no compuesta.

3.8.10.2 CÁLCULOS

Se hará un promedio de inercias y del momento de contracción y temperatura.

de	a	L m.	I acero cm ⁴	I _n cm ⁴	I _{3n} cm ⁴	Ms+t kg- cm
0	1.195	1.5	4,779,269.76	10,566,395.12	7,870,745.48	28,502,685.64
1.195	2.695	1.5	4,779,269.76	10,566,395.12	7,870,745.48	28,502,685.64
2.695	4.195	1.5	4,779,269.76	10,566,395.12	7,870,745.48	28,502,685.64
4.195	5.695	1.5	4,779,269.76	10,566,395.12	7,870,745.48	28,502,685.64
5.695	7.195	1.5	6,232,781.06	13,361,130.64	9,874,291.37	33,173,460.72
7.195	8.695	1.5	6,232,781.06	13,361,130.64	9,874,291.37	33,173,460.72
8.695	10.195	1.5	7,070,541.84	15,837,979.17	11,430,266.76	37,823,104.69
10.195	11.695	1.5	7,070,541.84	15,837,979.17	11,430,266.76	37,823,104.69
11.695	13.195	1.5	8,708,504.47	18,265,240.05	13,292,944.10	40,910,369.17
13.195	14.695	1.5	8,708,504.47	18,265,240.05	13,292,944.10	40,910,369.17
14.695	16.195	1.5	9,615,376.85	19,040,762.81	14,071,691.52	41,195,035.88
16.195	17.695	1.5	9,615,376.85	19,040,762.81	14,071,691.52	41,195,035.88
17.695	19.195	1.5	11,234,317.26	20,898,145.76	15,687,244.58	42,735,874.90
19.195	20.695	1.5	11,234,317.26	20,898,145.76	15,687,244.58	42,735,874.90
20.695	22.195	1.5	11,234,317.26	20,898,145.76	15,687,244.58	42,735,874.90
22.195	23.695	1.5	11,434,943.57	21,409,416.19	16,013,085.07	43,577,097.27
23.695	25.195	1.5	11,434,943.57	21,409,416.19	16,013,085.07	43,577,097.27
25.195	26.695	1.5	11,434,943.57	21,409,416.19	16,013,085.07	43,577,097.27
26.695	28.195	1.5	11,434,943.57	21,409,416.19	16,013,085.07	43,577,097.27
28.195	29.695	1.5	11,434,943.57	21,409,416.19	16,013,085.07	43,577,097.27
Promedio		1.5	8,662,457.86	17,250,866.20	12,797,426.43	38,315,389.72

Tabla III - 14: Cálculo de promedio de inercias y Momento de Contracción y Temperatura

Deflexión en el centro de la luz por Carga Distribuida

$$\Delta w = \frac{5W(L)^4}{384*EI} \quad \begin{array}{ll} L = & 5,939.0 \text{ cm} \\ E = & 2,030,000.0 \end{array}$$

Deflexión por carga puntual en el centro de la luz

$$\Delta p = \frac{P(L)^3}{48*EI}$$

• DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$W_{cm} = 22.5 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta C_m = 20.7 \text{ cm}$$

• DEFLEXIÓN POR CARGAS POSTERIORES

$$W_{cp} = 6.4 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta C_p = 4.0 \text{ cm}$$

• DEFLEXIÓN POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

$$\Delta s + t = \frac{Ms+t(L)^2}{8*EI}$$

$$Ms+t = 38,315,389.72 \text{ kg-cm}$$

$$\Delta s + t = 4.8 \text{ cm}$$

• DEFLEXIÓN TOTAL POR CARGAS PERMANENTES

$$\Delta \text{ TOTAL} = 29.5 \text{ cm}$$

CAMBER O CONTRAFLECHA

Art. 10.14

Las vigas deberán tener una contraflecha, para compensar las deflexiones por carga muerta y dar la curvatura vertical que se requiera.

Art.10.15.3

Parte de la pérdida del camber es atribuida a las cargas de construcción. La pérdida total de la contraflecha ocurrirá meses después de estar en funcionamiento el puente. Consecuentemente, una porción del camber deberá incluirse en el diseño de contraflecha (aproximadamente el 50%).

$$y = kx^2$$

$$k = 6.5E-07$$

x mm.	y mm	Δ mm	x mm.	y mm	Δ mm
0.0	0.0	550	16,195.0	169.4	381
1,195.0	0.9	549	17,695.0	202.3	348
2,695.0	4.7	545	19,195.0	238.0	312
4,195.0	11.4	539	20,695.0	276.6	273
5,695.0	20.9	529	22,195.0	318.2	232
7,195.0	33.4	517	23,695.0	362.7	187
8,695.0	48.8	501	25,195.0	410.0	140
10,195.0	67.1	483	26,695.0	460.3	90
11,695.0	88.3	462	28,195.0	513.5	37
13,195.0	112.5	438	29,180.0	550.0	0
14,695.0	139.5	411			

Tabla III - 15: Estimación del camber de acuerdo a la fórmula de una parábola de segundo grado

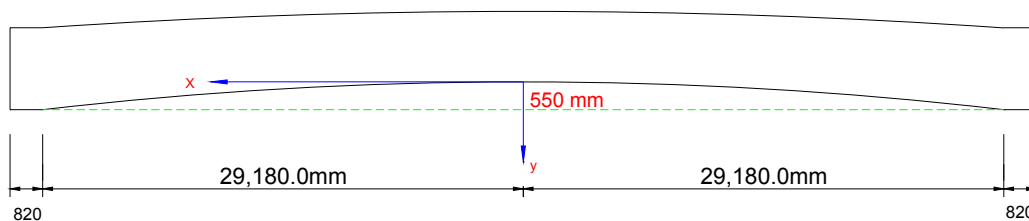


Figura III - 14: Esquema de la configuración del Camber

•DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA + IMPACTO

No

Vigas = 3

No Vías = 2

i = 1.16

Por Camión HS - MOP

Peje 1 = 20,000.0 kg

Peje 2 = 5,000.0 kg

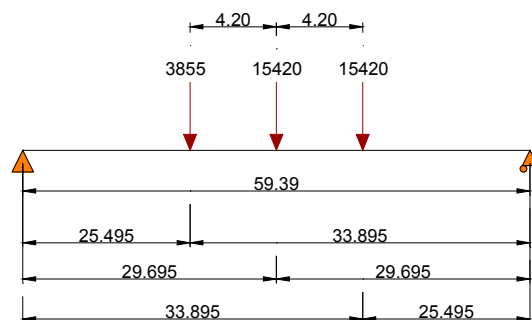
Peje Δ = $\frac{\text{Peje} * \text{No vías}}{\text{No vigas}} * i$

Peje $\Delta 1$ = 15,420 kg

Peje $\Delta 2$ = 3,855 kg

$$\Delta = \frac{Pb(3a^2 + 6ab + b^2)}{48 EI}$$

P	a	b	$Pb(3a^2 + 6ab + b^2)$
3,855	3,389.5	2,549.5	9.12206E+14
15,420	2,969.5	2,969.5	4.03765E+15
15,420	3,389.5	2,549.5	3.64882E+15
			8.59868E+15



$$\Delta = 5.12 \text{ cm}$$

Por Carga Equivalente Mayorada

$$W_{cv} = 11.9 \text{ kg/cm}$$

$$P_m = 10,200.0 \text{ kg}$$

$$W \Delta = \frac{W_{cv} \cdot \text{No vías}}{\text{No vigas}} \cdot i$$

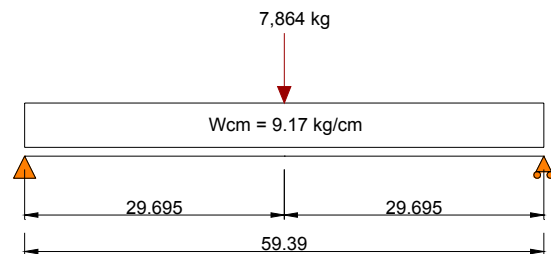
$$P \Delta = \frac{P_m \cdot \text{No vías}}{\text{No vigas}} \cdot i$$

$$W \Delta = 9.17 \text{ kg/cm}$$

$$P \Delta = 7,864 \text{ kg}$$

$$\Delta = \frac{5WL^4}{348EI} + \frac{PL^3}{48EI}$$

$$\Delta = 5.66 \text{ cm}$$



DEFLEXIÓN

ADMISIBLE

$$\Delta_{MAX} = L / 800 = 7.42 \text{ Cm}$$

$$\Delta_{cv+i} < \Delta_{MAX} \quad \text{OK}$$

3.8.11.- CONEXIONES

3.8.11.1 INTRODUCCIÓN

Art. 10.23 SOLDADURA

10.23.1 Disposiciones Generales

Art. 10.23.1.1

Tanto el metal base que va a soldarse como el material de soldadura y detalles del diseño de soldadura, deberán estar conforme a los requerimientos del AASHTO Estándar Specification for Welding of Structural Steel Highway Bridges, 1981 y subsecuentemente las especificaciones de AASHTO para puentes.

Art. 10.23.1.2

Los símbolos de soldadura deberán estar de acuerdo con la última edición del AWS.

Art. 10.23.1.3

La fabricación deberá estar de acuerdo a los Art. 11.4-división 2.

10.23.2 Máximo tamaño efectivo de soldadura de filete.

El máximo tamaño de un filete de soldadura que puede asumirse en el diseño de una conexión, deberá ser tal que el esfuerzo a través del espesor del material base adyacente, no deberá exceder el valor dado en el Art.10.32. el máximo tamaño que puede ser usado a lo largo de las partes conectadas será:

- (1) A lo largo del borde del material con espesor menor a $\frac{1}{4}$ ", máximo tamaño puede ser igual al espesor del material.
- (2) A lo largo del borde del material de espesores mayores a $\frac{1}{4}$ " el máximo tamaño deberá ser $\frac{1}{16}$ " menor que el espesor del material, salvo que el diseño de la soldadura indique como reforzada para igualar el espesor.

10.23.3 Longitud efectiva mínima de soldadura de filete

La mínima longitud efectiva de una soldadura de filete será cuatro veces su tamaño y en ningún caso menor que $1\frac{1}{2}$ ".

10.23.4 Remates en los extremos de soldadura de filete

Las soldaduras de filete que soporten fuerzas de tensión, no paralelas al eje de la soldadura, que vayan a soportar esfuerzos repetidos, no terminaran en las esquinas de los elementos sino que darán la vuelta, con el mismo tamaño alrededor de la esquina, con una longitud igual al doble de su tamaño siempre que dicha vuelta puede realizarse en el mismo plano. Las vueltas en los extremos se indicarán en el diseño y en el plano.

10.23.5 Soldadura de sello (o costura)

Las soldaduras para sellar, deberán ser perfectamente continuas y capaces de combinar las funciones de sellamiento y resistencia. Se cambiara de sección solo cuando los requerimientos de resistencia, o los requerimientos de mínimo tamaño de filete, basados en el espesor del material así lo justifiquen.

1.7.21 (B) AASHTO 1977

Mínimo tamaño de soldadura de filete:

La dimensión mínima es la que se ajusta a la siguiente tabla. La dimensión de la soldadura se determina por el mayor espesor de las partes conectadas, salvo que un mayor tamaño sea requerido por el cálculo de esfuerzos.

El tamaño de la soldadura no deberá ser mayor que el espesor de la parte más delgada que una

Espesor del material más grueso de las partes a unirse	Mínimo tamaño de soldadura de filete
Hasta 13 mm	5 mm
de 13 a 19 mm	6 mm
de 19 a 38 mm	8 mm

Tabla III - 16: Espesores mínimos de soldadura según AWS

10.32 Esfuerzos admisibles

10.32.2 Metal Soldado

Salvo que se especifique lo contrario, el límite de fluencia y resistencia final de los electrodos, debe ser igual o superar los valores mínimos especificados para el metal base. Los esfuerzos permisibles en las áreas efectivas de soldadura, serán como sigue:

Soldadura a tope.

Igual al metal base por unir, salvo que se trate de metales con diferente límite de fluencia, en cuyo caso regirá el de menor resistencia.

Soldadura de filete.

$$F_v = 0.27F_u$$

F_v .- Esfuerzo admisible de corte

F_u .- Resistencia a tensión, según clasificación del electrodo, pero no mayor a que la resistencia a tensión de la parte conectada.

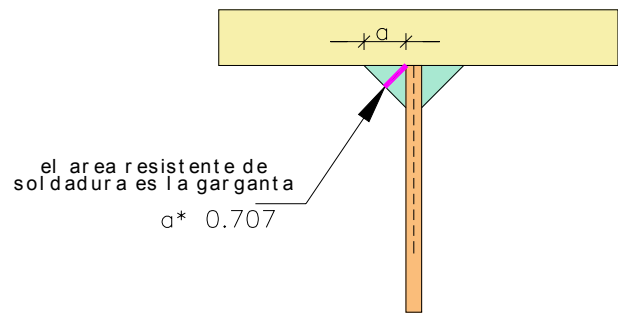
3.8.11.2 UNIÓN ALMA – PATÍN

Usaremos Electrodo E80XX

Esfuerzo Admisible

$$F_v = 0.27 \cdot 80,000.0$$

$$F_v = 21,600.0 \text{ psi}$$



$$F_v = 1512.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculamos la resistencia para 1 mm. de soldadura.

$$q_r = 0.1 \cdot 0.707 \cdot 1512 = 106.9 \text{ kg/cm}$$

q_r.- Esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo)

De la expresión que conocemos para esfuerzo cortante horizontal

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad \text{Esfuerzo cortante: fuerza por unidad de área}$$

Obtenemos:

$$q = \frac{VQ}{I}$$

q.- Esfuerzo rasante horizontal real.

V.- Cortante, según punto considerado.

Q.- Momento estático del área separada.

I.- Inercia en la sección considerada.

De acuerdo a la expresión anterior, la sección más crítica será en los apoyos ya que se tiene el mayor cortante y la menor inercia.

En puentes, debemos calcular el esfuerzo rasante real, en cada etapa.

●CARGA MUERTA

$$V_{cm} = 66,813.75 \text{ kg}$$

$$A_{ps} = 87.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Patín superior}$$

Api	=	100.00	cm ²	Patín inferior
I	=	4,779,269.76	cm ⁴	
ys	=	132.44	cm	Para patín superior
yi	=	130.06	cm	Para patín inferior
Qs	=	11,588.39	cm ³	Patín superior
Qi	=	13,006.12	cm ³	Patín inferior
qcms	=	162.00	kg/cm	Esfuerzo rasante superior
qcmi	=	181.82	kg/cm	Esfuerzo rasante inferior

●CARGAS POSTERIORES

Vcp	=	19,004.80	kg	
Ah 3n		200.00	cm ²	Área de hormigón 3n
I 3n	=	7,870,745.48	cm ⁴	
yc	=	103.73	cm	C.g. área de hormigón
ys	=	87.48	cm	Para patín superior
yi	=	175.02	cm	Para patín inferior
Qs	=	28,401.58	cm ³	Patín superior+ sección 3n
Qi	=	17,501.63	cm ³	Patín inferior
qcps	=	68.58	kg/cm	Esfuerzo rasante superior
qcpi	=	42.26	kg/cm	Esfuerzo rasante inferior

●CARGA VIVA + IMPACTO

Vcv+i	=	48,075.79	kg	
Ah n		600.00	cm ²	Área de hormigón n
I n	=	10,566,395.12	cm ⁴	
yc	=	64.64	cm	C.g. área de hormigón
ys	=	48.39	cm	Para patín superior
yi	=	214.11	cm	Para patín inferior
Qs	=	43,021.05	cm ³	Patín superior+ sección 3n
Qi	=	21,410.57	cm ³	Patín inferior
qcps	=	195.74	kg/cm	Esfuerzo rasante superior
qcpi	=	97.42	kg/cm	Esfuerzo rasante inferior

●ESFUERZO RASANTE HORIZONTAL

TOTAL				
qs	=	426.32	kg/cm	
qi	=	321.50	kg/cm	

- Diseño de la soldadura de Filete.

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm.

Resistencia del filete:

$$qr = 106.9 * 2 * 8 = 1,710.40 \text{ kg. /cm.}$$

$$qr > qs \text{ OK.}$$

3.8.11.3 UNIÓN ALMA – RIGIDIZADOR DE APOYO

$$R = V_t = V_{cm} + V_{cp} + V_{cv+i} = 133,894.34 \text{ kg.}$$

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 8 mm.

Resistencia del filete:

$$q_r = 106.9 * 4 * 8 = 3,420.80 \text{ kg. /cm.}$$

$$\text{Longitud de Soldadura} = 255.0 \text{ cm.}$$

Carga Resistente de las Soldaduras:

$$P_r = 3420.8 * 255 = 872,304.0 \text{ kg}$$

$$P_r > R \text{ OK.}$$

3.8.11.4 UNIÓN DE TRAMOS

La unión de tramos se hará con soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base. E80

Se deberá hacer la preparación de las partes a unirse, mediante biseles, que según el espesor del material tendrá las dimensiones necesarias para la total penetración en el proceso de soldadura. Se debe llenar totalmente con el material del electrodo que se deposita, y en lo posible aumentar la dimensión, en espesor.

3.8.11.5 UNIÓN DE CONECTORES DE CORTE.

De acuerdo al Art. 1.7.21 (B) AASHTO 1977, corresponde usar:

Tamaño de filete: 5 mm.

Resistencia del filete:

$$q_r = 106.9 * 5 = 534.50 \text{ kg. /cm.}$$

Longitud del filete:

El conector tipo C, está soldado en todo su contorno:

C4" * 5.4"

$$b_f = 1.584" = 40 \text{ mm} \text{ ancho de ala}$$

$$W = 7.0" = 180 \text{ mm}$$

$$L = 2 \cdot 18 + 2 \cdot 5 = 46.0 \text{ cm.}$$

Fuerza resistente de soldadura del conector:

$$Fr = 534.5 \cdot 46 = 24,587.0 \text{ kg}$$

$$Zr = 7,620.0 \text{ Kg.}$$

$$Fr > Zr \quad \text{OK.}$$

3.9.- INFRAESTRUCTURA

3.9.1.- ESTRIBOS

3.9.1.1. Geometría

■ Planta y Elevación Frontal

Ae =	10.000 m.	Ancho del estribo	Nv =	3.00	No. de vigas
Nr =	344.180 m.	Cota rasante	Sv =	3.25 m.	Separación entre vigas
Nc =	334.500 m.	Cota cimentación	Pr =	10.00 ton	Carga de rueda HS - MOP
Hs =	3,012.000 m.	Altura de superestructura	f _c =	240.00 kg/cm ²	resistencia del hormigón
Pt =	2.000 %	Pendiente transversal	F _y =	4,200.00 kg/cm ²	Acero de refuerzo
Nn =	340.000 m.	Nivel natural del suelo	b =	0.50 m.	Ancho de patín en apoyo

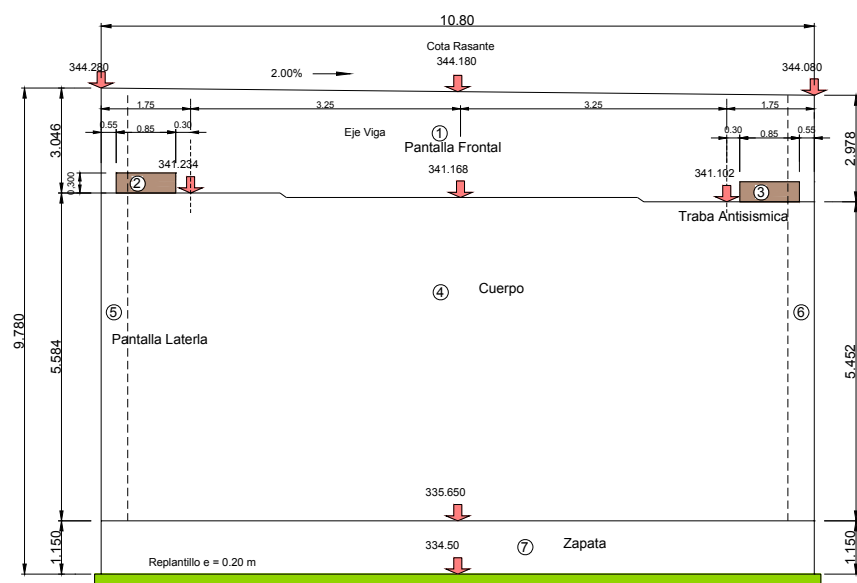
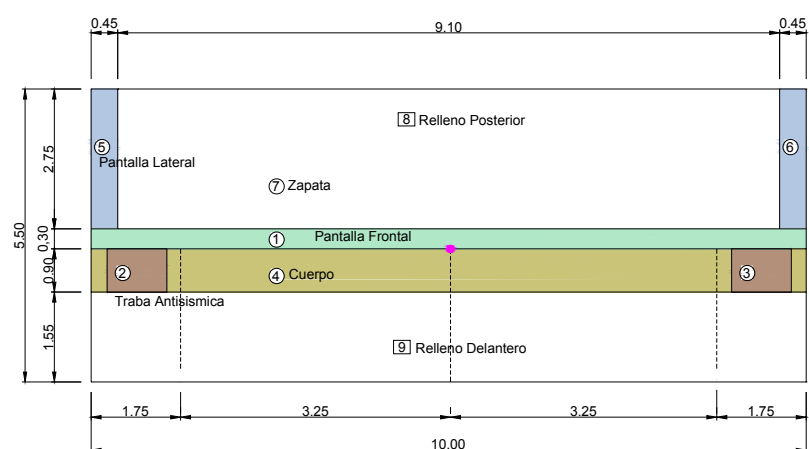


Figura III - 15: Planta y elevación de Infraestructura

■ Elevación Lateral

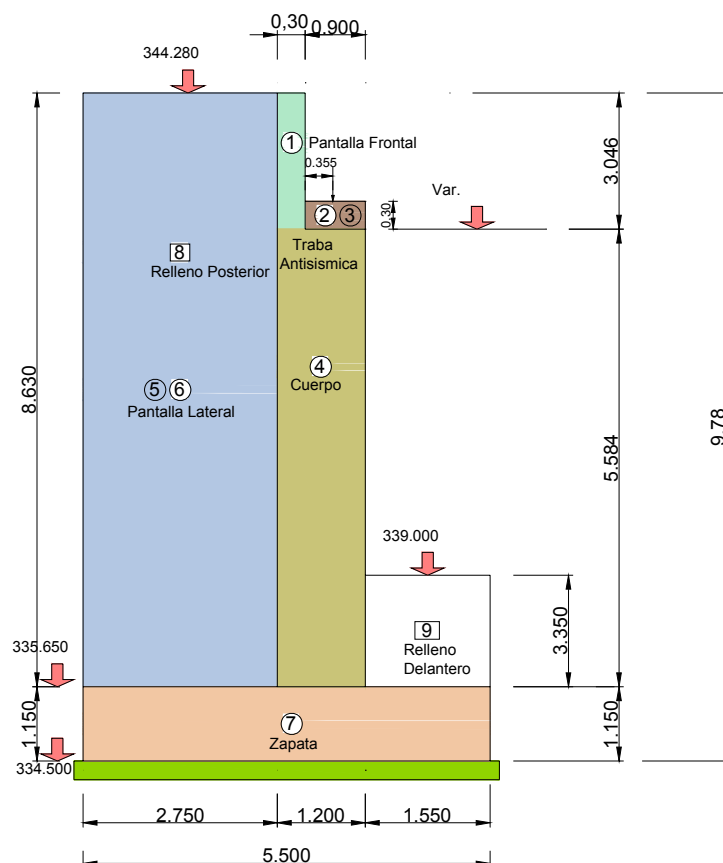


Figura III - 16: Elevación Lateral

3.9.1.2 Cargas

■ Carga Muerta

Tablero:	$10 \times 0.20 \times 60$	=	120.00	m ³
Cartelas:	$0.05 \times 0.05 \times 60 \times 6$	=	0.90	m ³
Σ		=	120.90	m ³
Hormigón:	120.90×2.4	=	290.16	ton
Protecciones Metálicas		=	0.069	t/m
Vigas Metálicas		=	0.630	t/m

Metal: $(0.069 \cdot 60 \cdot 2) + (0.63 \cdot 60 \cdot 3) = 121.68 \text{ ton}$

Capa de Rodadura: $0.05 \cdot 510 \cdot 2.2 = 56.10 \text{ ton}$

$$R_{cm} = \frac{121.68 + 290.16 + 56.10}{2}$$

Rcm = 234.0 ton. Reacción de Carga muerta por estribo

▪ **Carga Viva:**

Lt = 60.00 m Longitud total del tramo.

Lc = 59.39 m Luz de cálculo.

Pr = 10.00 ton Carga de rueda HS – MOP

Nvías = 2 Número de vías

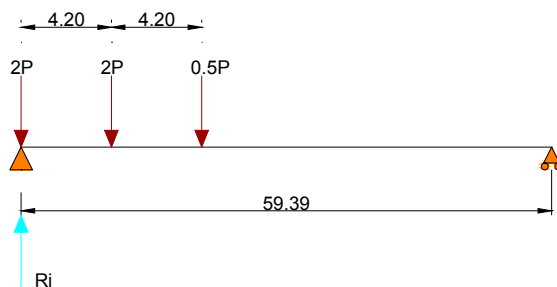
Wcv = 1.190 t/m Carga distribuida equivalente mayorada 25%

Pc = 14.75 ton Carga puntual equivalente mayorada 25%

$$R_i = 2P + 2P \left(\frac{59.39 - 4.20}{59.39} \right) + 0.5P \left(\frac{59.39 - 8.40}{59.39} \right)$$

$R_i = 42.88 \cdot 2 \text{ vías}$

$R_i = 86.00 \text{ ton}$



Esquema estructura para calcular

La reacción por carga viva.

Rcv/vías = 43.00 ton Reacción de carga viva/vía

VCR = 86.00 ton Reacción de carga viva/estribo.

▪ Estribo + Superestructura

Fig	Operaciones					Peso (ton)	x (m)	Mo t- m	Σ Mo t-m
	a	b	c	γ	No				
1	0.300	3.012	10.000	2.400	1.000	21.686	2.600	56.385	56.385
2	0.900	0.300	0.850	2.400	1.000	0.551	2.000	1.102	57.486
3	0.900	0.300	0.850	2.400	1.000	0.551	2.000	1.102	58.588
4	1.200	5.518	10.000	2.400	1.000	158.918	2.150	341.675	400.262
5	2.750	8.530	0.450	2.400	1.000	25.334	4.125	104.503	504.766
6	2.750	8.530	0.450	2.400	1.000	25.334	4.125	104.503	609.269
Σ						232.375			609.269
7	5.500	1.150	10.000	2.400	1.000	151.800	2.750	417.450	1026.719
Σ						384.175			1026.719
8	2.750	8.530	9.100	1.800	1.000	384.234	4.125	1584.965	2611.683
9	1.550	3.350	10.000	1.800	1.000	93.465	0.775	72.435	2684.119
Σ						861.873			2684.119
Rcm						136.670	1.700	232.339	2916.458
Σ						998.543			2916.458
Rcv						78.000	1.700	132.600	3049.058
Σ						1076.543			3049.058

Tabla III - 17: Cálculo del Peso del Estribo + Superestructura

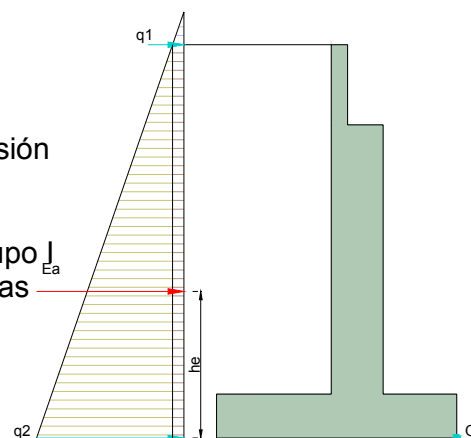
• Presión de tierras

Consideramos la presión de tierras, desde el nivel superior de la zapata

γs =	1.800 t/m3	Peso específico del suelo
i =	0.000 °	Ángulo de inclinación talud relleno
φ =	30.000 °	Ángulo de fricción interna del suelo
α =	90.000 °	Ángulo entre la horizontal y paramento vertical del muro
β =	0.000 °	Ángulo de inclinación del muro
δ =	0.000 °	Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro
ka		Coefficiente de empuje activo

$$k_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + i)} \right]^2}$$

ka =	0.333	
h' =	0.600 m.	Altura de sobrecarga
h =	8.530 m.	Altura promedio para presión de tierras
q1 =	0.360 t/m2	Presión por sobrecarga
q2 =	5.478 t/m2	Presión máxima para Grupo I
a =	10.000 m.	Ancho de presión de tierras
Grupo I		(Cm + E + Cv)
E =	248.991 ton	
ye =	3.019 m.	
Meo =	751.620 t - m	



• Sismo

Importancia del Puente : II
 A = 0.3 Aceleración de sitio.- Zona IV, para
 superestructura
 SPC : C Categoría de comportamiento sísmico.
 S = 1.0 Coeficiente de Sitio
 kh = 0.15 Aceleración horizontal = A/2.- Art. 6.4.3; Art.
 7.2.7 para suelo y estribo.

$$N_{\min} = (305 + 2.5L)$$

$$N_{\min} = (305 + 2.5 \cdot 60)$$

$$N_{\min} = 455.0 \text{ mm} < (N = 0.90 \text{ m}) \text{ ok}$$

Superestructura:

$$EQ = W \cdot kh$$

$$W = R_{cm} = 234.0 \text{ ton}$$

$$EQ = 234 \cdot 0.15$$

$$EQ = 35.10 \text{ ton}$$

$$hs = 5.584 \text{ m}$$

$$M_{EQse} = 35.10 \cdot 5.584$$

$$M_{EQse} = 196.00 \text{ t-m}$$

Estribo:

Desde el nivel superior de Zapata

$$K_v = 0.00 \text{ Coeficiente de aceleración Vertical}$$

Mínimo ancho requerido

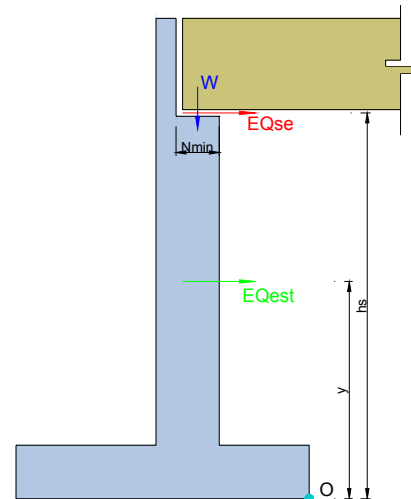


Fig	Peso (ton)	y (m)	M = P*y (t - m)
1	21,686	7,107	154,122
2	0,551	5,284	2,911
3	0,551	5,284	2,911
4	158,918	2,792	443,699
5	25,334	4,315	109,316
6	25,334	4,315	109,316
Σ	232,374		822,277

$$\bar{y} = \frac{822,277}{232,374}$$

$$\bar{y} = 3,54 \text{ m}$$

$$EQ_{est} = kh \cdot 232,374$$

$$EQ_{est} = 0,15 \cdot 232,374$$

$$EQ_{est} = 34,86 \text{ ton}$$

$$M_{EQest} = 34.86 \cdot 3.54$$

$$M_{EQest} = 123.40 \text{ t-m}$$

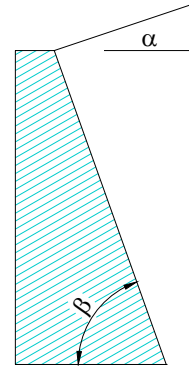
Suelo
Método de Mononobe - Okabe

$$E_{ae} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 (1 - k_v) \cdot k_{ae} \cdot a$$

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \theta' - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta - \theta') \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

E_{ae}	fuerza activa sísmica de la masa de suelo sobre el muro
k_{ae}	coeficiente sísmico de presión activa
θ	$\text{Arctg}(K_h/(1 - k_v))$
k_h	coeficiente de aceleración horizontal = $A/2$ Art. 6.3.2
k_v	coeficiente de aceleración vertical



$k_h =$	0,15	
$k_v =$	0,00	
$\theta =$	8,53 °	
$\phi =$	30,00 °	Angulo de Fricción interna del suelo.
$\alpha =$	0,00 °	Angulo de inclinación del talud de relleno
$\beta =$	90,00 °	Angulo entre la horizontal y el paramento vertical del muro
$\delta =$	0,00 °	Angulo de rozamiento entre el terreno y el muro
$k_{ae} =$	0,43	

$$E_{ae} = 0,5 \cdot 1,80 \cdot H^2 (1 - 0) \cdot 0,43 \cdot 10,0$$

$$E_{ae} = 3,87 H^2$$

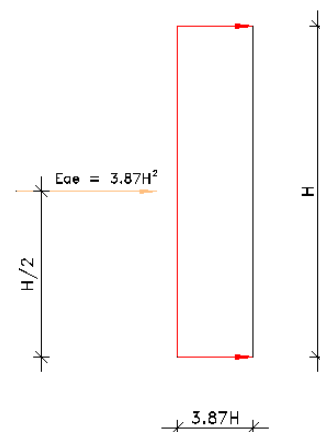
Para propósitos práctico se puede asumir ubicado el empuje en $H/2$ y como uniformemente repartida.

$$E_{ae} = 3,87 \cdot 8,63^2$$

$$E_{ae} = 288,23 \text{ ton}$$

$$M_{ae} = 288,23 \cdot \frac{8,63}{2}$$

$$M_{ae} = 1243,71 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



Totales:

$$EQ = EQ + EQ_{est} + Eae$$

$$EQ = 358,19 \text{ ton}$$

$$Meq = M_{EQse} + M_{EQest} + Mae$$

$$Meq = 1563.11 \text{ ton-m}$$

- **Ubicación de la Resultante:**

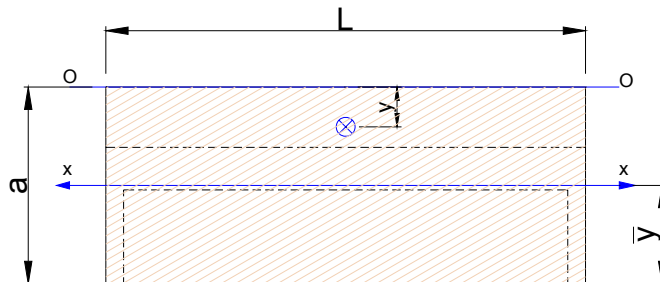
Propiedades Geométricas de la Zapata

$$L = 10,00 \text{ m} \quad \text{Longitud de Zapata}$$

$$a = 5,50 \text{ m} \quad \text{Ancho de zapata}$$

$$A = 55,0 \text{ m}^2 \quad \text{Área de zapata}$$

$$y = 2,75 \text{ m} \quad \text{Centro de Gravedad}$$



$$I_{xx} = (10,0 \cdot 5,50^3)/12$$

$$I_{xx} = 138.66 \text{ Inercia eje x}$$

Grupo I (Cm + E + Cv):

$$P = 1076,543 \text{ ton}$$

$$H = 248.991 \text{ ton}$$

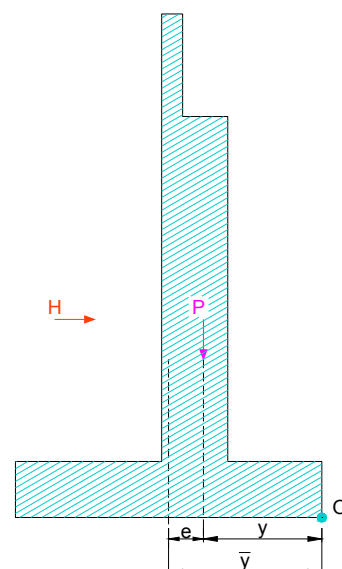
$$\Sigma M_o = 3049.058 \text{ t-m}$$

$$Meo = 751.620 \text{ t-m}$$

$$y = \frac{\Sigma M_o - M_o}{P}$$

$$y = 2.134 \text{ m}$$

$$e = 2.75 - 2.134$$



$$e = 0.616 \quad \text{m} \quad \text{con respecto al c.g. zapata}$$

$$M_{(I)} = 1076,543 \cdot 0.616$$

$$M_{(I)} = 663.15 \quad \text{t - m}$$

Grupo I (Cm + E + Cv):

$$P = 998,543 \quad \text{ton}$$

$$H = 358,19 \quad \text{ton}$$

$$\Sigma M_o = 2916,458 \quad \text{t - m}$$

$$M_{eo} = 1563,11 \quad \text{t - m}$$

$$y = \frac{\Sigma M_o - M_o}{P}$$

$$y = 1.36 \quad \text{m}$$

$$e = 2.75 - 1.36$$

$$e = 1.39 \quad \text{m} \quad \text{con respecto al c.g. zapata}$$

$$M_{(VII)} = 998.543 \cdot 1.39$$

$$M_{(VII)} = 1387.97 \quad \text{t - m}$$

• **Factores de Seguridad:**

Deslizamiento:

$$cf = 0,60 \quad \text{Coeficiente de fricción entre suelo y concreto.}$$

$$FS_D = \frac{998,543 \cdot 0,6}{358,19}$$

$$FS_D = 1,67$$

Volcamiento:

$$FS_v = \frac{2916,458}{1563,11}$$

$$FS_v = 1,87$$

Factores de seguridad admisibles en condiciones normales:

$$FS_D = 1,50$$

$$FS_v = 2,00$$

En condiciones sísmicas los factores de seguridad pueden ser reducidos a un 75% Art. 5.5.5

$$FS_D = 1,125$$

$$FS_v = 1,50$$

Los factores de seguridad de deslizamiento como de volcamiento si cumple con lo estipulado en el articulo anterior por lo que se continuará con el cálculo sin realizar ninguna modificación en el estribo.

- **Esfuerzos en el suelo:**

Presión Bruta:

$$\sigma_s = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot C}{I}$$

Grupo I:

$$\sigma_s = \frac{1076,543}{55,0} \pm \frac{663,15 \cdot 2,75}{138,66}$$

$$\sigma_{s1} = 32,73 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{s2} = 6,42 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII:

$$\sigma_s = \frac{998.543}{55,0} \pm \frac{1387.97 \cdot 2,75}{138,66}$$

$$\sigma_{s1} = 45,68 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{s2} = -9,37 \text{ t/m}^2$$

Presión Neta:

Nc	=	334.50 msnm	Nivel de Cimentación
Nn	=	340.00 msnm	Nivel natural del terreno.
he	=	5.50 m	Altura entre Nn y Nc.
Ps	=	5.5*1.80	Presión por peso propio del suelo.
Ps	=	9.90 t/m ²	

Grupo I:

$$\sigma_{\text{sneto}} = 32.73 - 9.90 = 22.83 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII:

$$\sigma_{\text{sneto}} = 45.68 - 9.90 = 35.78 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzos Admisibles:

$$\sigma_{\text{sadm}} = 30 \text{ t/m}^2 \quad \text{Estribo derecho}$$

$$\sigma_{\text{sadm}} = 30 \text{ t/m}^2 \quad \text{Estribo izquierdo}$$

Para el grupo VII, se puede considerar un incremento en los esfuerzos admisibles en un 33%

$$\sigma_{\text{sadm}} = 30 * 1.33 = 39.9 \text{ t/m}^2$$

3.9.2.- DISEÑO:

Se diseñará para un metro de ancho y se tomará los valores obtenidos en el grupo VII.

3.9.2.1. Dedo:

Flexión:

Ld.- Longitud del dedo

hz.- Altura de zapata

hr.- Altura de relleno sobre dedo

Pd.- Peso del dedo

Prd.- Peso de relleno sobre dedo

az.- Ancho de zapata.

$$Ld = 1.55 \text{ m}$$

$$hz = 1.15 \text{ m}$$

$$hr = 3.35 \text{ m}$$

$$az = 5.50 \text{ m}$$

$$Pd = 1.55 * 1.15 * 2.4$$

$$Pd = 4.28 \text{ ton}$$

$$Prd = 1.55 * 3.35 * 1.80$$

$$Prd = 9.35 \text{ ton}$$

$$P_{total} = 13.63 \text{ ton}$$

$$\frac{9.37 + 45.68}{5.50} = \frac{\sigma}{3.95}$$

$$\sigma = 39.54 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{a-a} = 39.54 - 9.37 = 30.17 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{55.05}{5.50} = \frac{9.37}{x}$$

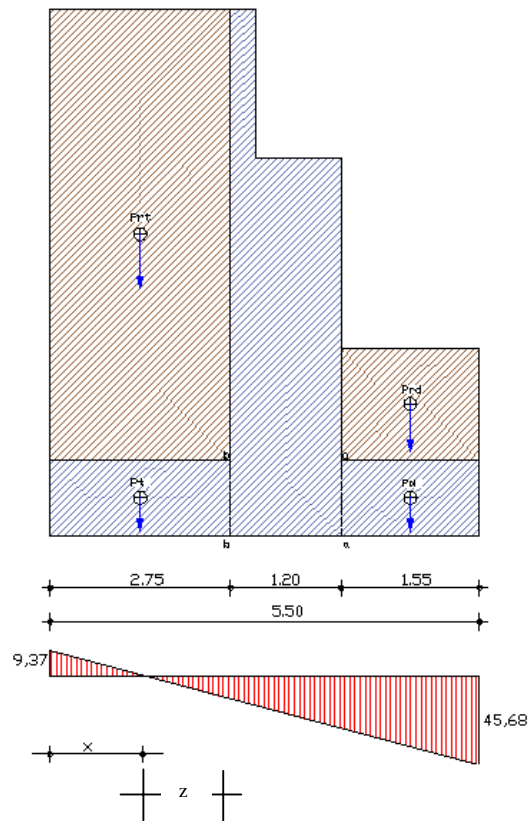
$$x = 1.07 \text{ m}$$

$$M_{a-a} = \frac{1.35^2}{6} (2 * 45.68 + 30.17) - 13.63 * 0.775$$

$$M_{a-a} = 26.56 \text{ t - m}$$

$$fu = 1.4 \text{ factor de seguridad adoptado}$$

$$M_{a-a} = 37.18 \text{ t - m}$$



b	100.00	cm
h	115.00	cm
ri	8.00	cm
rs	8.00	cm
di	107.00	cm
ds	107.00	cm
f'c	240.00	kg/cm²
fy	4200.00	kg/cm²
ø	0.90	
β	0.85	

Mu t-m	As min cm2	As calc. cm2	1.33 As calc. cm2
37.18	22.84	9.28	12.34

Usar: $1\phi 25\text{mm}$ a 0.20m inferior

Sentido Longitudinal: $1\phi 16\text{mm}$ a 0.25m inf. Sup.

Corte:

$$V_{a-a} = \frac{45,68 + 30,17}{2} * 1,55 * 1,0 - 4.28 - 9.35$$

$$V_{a-a} = 45.15 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 * 45.17 = 63.22 \text{ ton}$$

$$v_u = V_u / \phi b d$$

$$v_u = 6.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f_c} = 8.21 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ ok}$$

El concreto resiste satisfactoriamente los esfuerzos de corte ya que estos no son significativos, por esta razón no se utilizará armadura a corte.

3.9.2.2. Talón:

$$L_t = 2.75 \text{ m} \quad \text{Longitud del Talón}$$

$$h_r = 8.63 \text{ m} \quad \text{Altura de relleno (en talón)}$$

$$P_t = 7.59 \text{ ton} \quad \text{Peso del Talón}$$

$$P_{rt} = 42.22 \text{ ton} \quad \text{Peso del relleno sobre el talón}$$

$$z = 2.015 \text{ m}$$

$$\sigma_{b-b} = 20.57 \text{ t/m}^2$$

$$R = 0.5 * \sigma_{b-b} * z * 1.00$$

$$R = 20.72 \text{ ton}$$

$$M_{b-b} = R * (z/3) - (P_t + P_{rt}) * 1.375$$

$$M_{b-b} = -61.47 \text{ ton} - \text{m}$$

Mu t-m	As min cm ²	As calc cm ²	1.33 As calc cm ²
37.18	22.84	15.43	20.52

Usar: $1\phi 25\text{mm}$ a 0.20m inferior

$$V_{b-b} = 20.724 - 7.59 - 42.224$$

$$V_{b-b} = 29.09 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.4 \cdot 29.09 = 40.726 \text{ ton}$$

$$v_u = V_u / \phi b d$$

$$v_u = 4.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} = 8.21 \text{ kg/cm}^2 > v_u \text{ ok}$$

No es necesario colocar armadura a corte.

Distribución de Armadura:

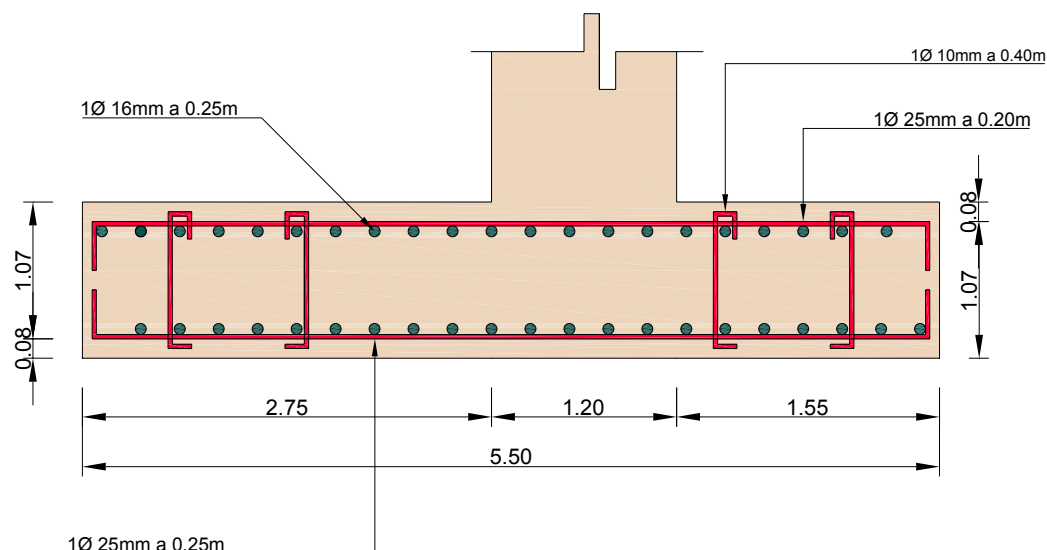


Figura III - 17: Distribución de armaduras en Zapata

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN DE LAS NORMAS AASHTO LRFD AL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

4.1.- INTRODUCCIÓN AL AASHTO LRFD:

El diseño se hará en base a los factores de carga y resistencia (LRFD) presentado en el AASHTO LRFD especificaciones de diseño de puentes. A continuación se presenta una comparación general entre las metodologías primarias de diseño.

El diseño por cargas de servicio (SLD) o el diseño por esfuerzos admisibles (ASD) generalmente tratan cada carga sobre la estructura de igual manera desde el punto de vista de variabilidad estática. El margen de seguridad está desarrollado principalmente por la capacidad o resistencia de un miembro en lugar de las cargas.

El diseño por factores de carga (LFD) reconoce que ciertas cargas de diseño, como las cargas vivas son más variables que otras cargas, como las cargas muertas. Por lo tanto diferentes multiplicadores son usados para cada tipo de carga. La resistencia, basada principalmente en la resistencia máxima estimada de un miembro, deberá exceder la combinación de cargas.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) toma en cuenta ambas, la resistencia promedio, y el promedio de las cargas. La ecuación fundamental del LRFD incluye:

(η)	Modificadores de carga
(γ)	Factores de carga
(Q)	Efectos de fuerza o solicitaciones
(ϕ)	Factor de resistencia
(Rn)	Resistencia nominal

$(R = \phi R_n)$ resistencia factorada.

El LRFD proporciona un mayor nivel de seguridad a través de todo el puente, en el cual la medida de seguridad es una función de la variabilidad de cargas y de resistencia.

4.2.- CAMPO DE APLICACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES:

La intención de los requisitos de estas especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos. No se incluyen requisitos para puentes exclusivamente ferroviarios ni para puentes usados exclusivamente para el tendido de servicios públicos. Los requisitos de estas Especificaciones se pueden aplicar a los puentes que no están totalmente cubiertos por estas especificaciones, cuidando de incluir criterios de diseño adicionales cuando sea necesario.

No es la intención de estas especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Propietario o el Diseñador pueden requerir que la sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por los requisitos mínimos.

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Los factores fueron desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

Se incluyen métodos de análisis adicionales, diferentes a los incluidos en especificaciones anteriores, junto con las técnicas de modelado inherentes a las mismas.

En estas especificaciones con frecuencia se utiliza el término "ideal" para indicar una idealización de un fenómeno físico, como por ejemplo en las frases "carga ideal" o "resistencia ideal". El uso de este término enfatiza la diferencia entre la "idea" o percepción que tiene un Ingeniero sobre el mundo físico dentro del contexto del diseño que está realizando y la realidad física en sí misma.

Para fines didácticos es importante conocer el concepto o interpretación de algunos términos que se enuncian como sigue:

Factor de Carga – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través del proceso de calibración.

Factor de Modificación de las Cargas – Factor que considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente.

Factor de Resistencia – Factor que considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración.

4.3.- DETERMINACIÓN DE LA LUZ DE CÁLCULO:

Art. 6.7.1 Longitud Efectiva del Vano

La longitud efectiva del vano deberá ser considerada como la distancia entre centros de apoyos u otros puntos de soporte.

Art. 9.7.2.3 Longitud Efectiva

La longitud efectiva de una losa se deberá considerar de la siguiente manera:

- Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas: distancia entre cara y cara.

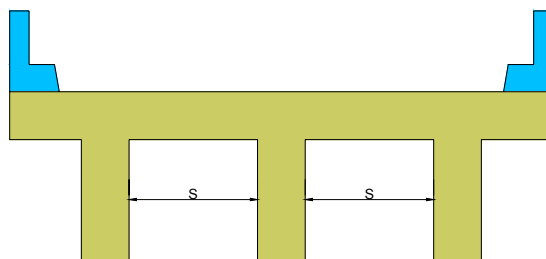


Figura IV - 1: Longitud efectiva para losas monolíticas con vigas

- Para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

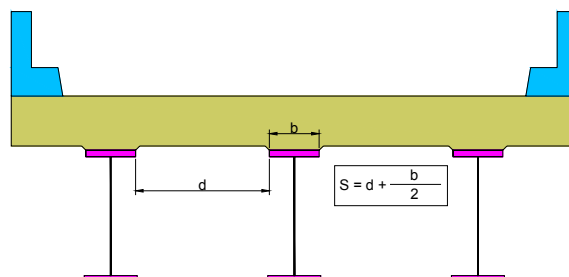


Figura IV - 2: Longitud efectiva para losas apoyadas sobre vigas

4.4.- SEPARACIÓN DE DIAFRAGMAS:

Art. 6.7.4 Diafragmas y Marcos Transversales

Art. 6.7.4.1 Generalidades

Los diafragmas o marcos transversales deberán ser ubicados como sigue:

- En los extremos de la estructura
- A través de los soportes interiores
- En partes intermedias a lo largo del vano.

Una regla general común basada en las ediciones previas del AASHTO es usar un espaciamiento máximo entre diafragmas o marcos transversales de 7600 mm.

Basado en el comentario del Art. 6.7.4.1 (C6.7.4.1) el requisito arbitrario para un máximo espaciamiento de 7600 mm. entre diafragmas de las especificaciones AASHTO estándar, ha sido reemplazado por un requisito de análisis racional que frecuentemente resultará en la eliminación de la vulnerabilidad a la fatiga.

La necesidad de diafragmas deberá ser investigada para:

- Todas las etapas de procedimientos de construcción.
- Para la condición final.

Cuando se investiga la necesidad de diafragmas o marcos transversales y cuando se diseñan estos, se debe considerar lo siguiente:

- La transferencia de las cargas laterales de viento, desde la parte inferior de la viga a la losa y desde la losa a los apoyos.
- La estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando este se encuentre en compresión.
- La estabilidad del patín superior previo al curado de la losa.
- Consideración de cualquier efecto de pandeo lateral en el ala.
- Distribución vertical de las cargas viva y muerta aplicadas a la estructura.

Los diafragmas o marcos transversales pueden ser especificados como cualquiera de los siguientes puntos:

- Temporales.- Si estos son requeridos solo durante la construcción.
- Permanentes.- Si estos son requeridos durante la construcción y en la condición final del puente.

Como mínimo, los diafragmas y marcos transversales serán diseñados como sigue:

- Para transferir cargas de viento de acuerdo a las disposiciones del Art. 4.6.2.7
- Satisfacer los requerimientos de esbeltez considerados en el Art. 6.8.4 o Art. 6.9.3.

Adicionalmente las placas de conexión deberán satisfacer de los requerimientos del Art. 6.6.1.3.1

Art. 6.8.4 Límite de Relación de Esbeltez

Miembros en tensión excepto barras de ojo, cables y placas deberán satisfacer los requerimientos de esbeltez que se especifica:

- Miembros principales $\frac{\ell}{r} \leq 140$
- Miembros secundarios $\frac{\ell}{r} \leq 200$

- Miembros de soporte $\frac{\ell}{r} \leq 240$

Donde:

ℓ .- longitud no soportada (mm.)

r.- mínimo radio de giro (mm.)

Art. 6.9.3 Límite de Relación de Esbeltez

Los miembros en compresión deberán satisfacer los requerimientos de esbeltez de acuerdo a lo siguiente:

- Para miembros principales $\frac{k\ell}{r} \leq 120$
- Para miembros de soporte $\frac{k\ell}{r} \leq 140$

Donde:

k.- Factor de longitud efectiva especificada en el Art. 4.6.2.5

Art. 6.6.1.3.1 Placas de Conexión transversal.

Las placas de conexión deberán ser soldadas o apernadas a ambas alas de compresión y tensión de la sección transversal donde:

- La conexión de diafragmas o marcos transversales son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.
- Los diafragmas o marcos transversales internos o externos son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.
- Floorbeams son sujetos a una placa de conexión transversal ó, a un rigidizador transversal que funcione como placa de conexión.

En ausencia de buena información, las conexiones soldadas o apernadas deberán ser diseñadas para resistir una un esfuerzo por carga lateral de 90,000.0 N, en puentes no distorsionados.

Art. 4.6.2.7 Distribución de la Carga de Viento Lateral en puentes multiviga.

Art. 4.6.2.7.1 Secciones doble te:

En puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos. Se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior.

Para puentes con tableros que no pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá aplicar la ley de momentos para distribuir la carga de viento a las alas superiores e inferiores.

Se deberá asumir que las alas inferiores y superiores sometidas a carga de viento lateral transmiten dicha carga a puntos de arriostramiento adyacentes mediante flexión.

Estos puntos de arriostramiento ocurren en los nodos de arriostramiento contra el viento o en ubicaciones sobre marcos transversales y diafragmas.

Las fuerzas laterales aplicadas por las alas en los puntos de arriostramiento se deberán transferir a los apoyos mediante uno de los siguientes recorridos de las cargas:

- Acción de pórtico del arriostramiento horizontal contra el viento en el plano del ala;
- Acción de pórtico de los marcos transversales o diafragmas que transmiten las fuerzas hacia el tablero o el arriostramiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante acción de diafragma del tablero, o acción de pórtico del arriostramiento contra el viento, hacia los apoyos;
- Flexión lateral del ala sometida a las fuerzas laterales y de todas las demás alas en el mismo plano, transmitiendo las fuerzas a los extremos del tramo, por ejemplo, cuando el tablero no puede proveer acción de diafragma horizontal y no hay arriostramiento contra el viento en el plano de ninguna de las alas.

C4.6.2.7.1

Los tableros de planchas de hormigón prefabricado y los tableros de madera no constituyen diafragmas rígidos y no se debería asumir que estos tableros actúan como diafragmas horizontales a menos que exista evidencia que demuestre lo contrario.

A menos que se efectúe un análisis más refinado, la fuerza de viento, el momento de viento, la fuerza horizontal a ser transmitida por los diafragmas y marcos transversales, y la fuerza horizontal a ser transmitida por el arriostramiento lateral se pueden calcular como se indica a continuación. Este procedimiento se presenta para puentes tipo viga, pero se puede adaptar para otros tipos de puentes.

La fuerza de viento, W , se puede aplicar a las alas de los elementos exteriores. En el caso de elementos compuestos y no compuestos con tableros de hormigón colado in situ o tableros de acero ortótropos, no es necesario aplicar W al ala superior.

$$W = \frac{\eta_i \gamma P_D d}{2}$$

Donde:

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm.)

P_D = presión horizontal de viento de diseño especificada en el Artículo 3.8.1 (MPa.)

d = profundidad del elemento (mm.)

γ = factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para la combinación de cargas correspondiente

η_i = factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.2.1

Para los primeros dos recorridos de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede determinar como:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10}$$

Donde:

M = máximo momento lateral en el ala debido a la carga de viento mayorada (N/mm)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud aplicada al ala (N/mm)

L_b = separación de los puntos de arriostramiento (mm)

Para el tercer recorrido de las cargas, el máximo momento de viento sobre el ala cargada se puede calcular como:

$$M_w = \frac{WL_b^2}{10} + \frac{WL^2}{8N_b}$$

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

N_b = número de elementos longitudinales.

L = longitud de tramo (mm).

La ecuación anterior se basa en la hipótesis que los marcos transversales y diafragmas actúan como bielas, distribuyendo la fuerza de viento en el ala exterior hacia las alas adyacentes. Si no hay marcos transversales ni diafragmas, el primer término se debería tomar igual a 0,0 y N_b se debería tomar igual a 1,0.

La fuerza de viento horizontal aplicada a cada punto de arriostramiento se puede calcular como:

$$P_w = WL_b$$

Donde:

P_w = fuerza de viento lateral aplicada al punto de arriostramiento (N)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas (mm)

Los sistemas de arriostramiento lateral requeridos para soportar ambas alas debido a la transmisión de cargas de viento a través de diafragmas o marcos transversales se deberán diseñar para una fuerza horizontal igual a $2P_w$ en cada punto de arriostramiento.

4.5.- SEPARACIÓN ENTRE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS.

Art. 6.10.1.9 Resistencia a la Flexión (Bend – Buckling) ojo

Art. 6.10.1.9.1 Almas sin Rigidizadores Longitudinales

Art. 6.10.9 Resistencia a Corte

Art. 6.10.9.1 Generalidades

El estado límite de fuerza en almas rectas y curvas deberá satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v factor de resistencia para corte especificado en el Art. 6.5.4.2

V_n Resistencia nominal de corte determinado como se especifica en los Art. 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas rigidizadas y no rigidizadas respectivamente.

V_u Corte en el alma de la sección, bajo consideraciones debido a cargas factoradas.

Los rigidizadores transversales intermedios deberán ser diseñados como se especifica en el Art. 6.10.11.1. Los rigidizadores longitudinales deberán ser diseñados como se especifica en el Art. 6.10.11.3.

Los paneles interiores del alma de miembros híbridos y no híbridos:

- Sin rigidizador longitudinal y con un rigidizador transversal su espaciamiento no excederá 3D ó,
- Con uno o mas rigidizadores longitudinales y con rigidizador transversal su espaciamiento no excederá 1.5D

Deberá ser considerada la rigidez, se aplicaran las disposiciones del Art.6.10.9.3. De lo contrario el panel deberá ser considerado no rígido y se aplicaran las disposiciones del Art. 6.10.9.2.

Para almas rígidas, las disposiciones para almas de los extremos deberán ser como se especifican en el Art. 6.10.9.3.3.

Art. 6.10.11 Rigidizadores

Art. 6.10.11.1 Rigidizadores Transversales

Art. 6.10.11.1.1 Generalidades

Los rigidizadores transversales consistirán en placa o ángulos soldados o apernados a cualquier lado del alma ó ambos lados de esta.

Los rigidizadores en vigas rectas no usados como placas de conexión deberán ser asegurados al ala de compresión, pero no necesita estar en apoyo con el ala de tensión.

Los rigidizadores usados como placas de conexión para diafragmas o marcos transversales deberán ser sujetos a ambas alas.

La distancia entre el extremo del ala y la soldadura del rigidizador y cerca al extremo adyacente del alma y soldadura del ala o del rigidizador longitudinal y la soldadura del alma no deberá ser menor que $4t_w$, pero no deberá exceder el menor de $6t_w$ y 100 mm.

Art. 6.10.11.1.2 Proyectar el Ancho

El ancho, b_t , para cada rigidizador proyectado deberá satisfacer:

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad Y$$

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Donde:}$$

b_f = para secciones I, el mayor de los anchos del ala de compresión de la sección en estudio. (mm.)

t_p = espesor de los rigidizadores proyectados (mm.).

Art. 6.10.11.1.3 Momento de Inercia

Para rigidizadores transversales adyacentes a los paneles del alma en el cual ningún panel soporte fuerzas de corte mayores que la resistencia a corte, el

momento de inercia del rigidizador transversal deberá satisfacer el menor de los siguientes límites:

$$I_t \geq b t_w^3 J$$

$$I_t \geq \frac{D^4 \rho_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad \text{Donde:}$$

I_t = Momento de inercia del rigidizador transversal tomado cerca del borde en contacto con el alma para un rigidizador, para rigidizadores en pares se tomara cerca de la mitad del espesor del alma. (mm⁴)

b = El menor de d_o y D (mm.)

d_o = espacimiento real entre rigidizadores (revisar)

J = parámetro de rigidez a flexión del rigidizador.

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o/D} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

ρ_t = el mayor de F_{yw}/F_{crs} y 1.0.

F_{crs} = esfuerzo local de pandeo para el rigidizador (MPa.)

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys}$$

F_{ys} = mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el rigidizador (MPa)

Rigidizadores transversales usados los paneles del alma con rigidizadores longitudinales deberán satisfacer:

$$I_t \geq \left(\frac{b_t}{b_\ell} \right) \left(\frac{D}{3d_o} \right) I_\ell \quad \text{Donde:}$$

b_t = Ancho proyectado para el rigidizador transversal (mm.).

b_ℓ = Ancho proyectado para el rigidizador longitudinal (mm.).

I_ℓ = Momento de inercia del rigidizador longitudinal determinado como se especifica en el Art. 6.10.11.3.3 (mm⁴).

Art. 6.10.11.2 Rigidizadores de Apoyo:

Los rigidizadores de apoyo deberán estar ubicados en el alma para aumentar la sección y sobre el área de apoyo.

Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas ó ángulos soldados o apernados a ambos lados del alma. La conexión al alma deberá ser diseñada para transmitir una completa fuerza de flexión debida a las cargas factoradas.

Los rigidizadores deberán extenderse todo el peralte del alma y en forma práctica hasta los bordes exteriores de las alas.

Art. 6.10.11.2.2 Proyectar el Ancho

El ancho a proyectar para cada rigidizador, b_t , deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad \text{Donde:}$$

F_{ys} = Esfuerzo de fluencia especificado para el rigidizador (MPa).

t_p = Espesor del rigidizador a proyectar.

Art. 6.10.11.2.3 Resistencia de Apoyo

La resistencia de apoyo factorada para los extremos de los rigidizadores de apoyo deberán tomarse como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad \text{En la cuál:}$$

$(R_{sb})_r$ = resistencia nominal de apoyo para los extremos de los rigidizadores de apoyo. (N.)

$$= 1.4A_{pn}F_{ys}$$

ϕ_b = Factor de resistencia para apoyo especificado en el Art. 6.5.4.2

A_{pn} = Área del rigidizador fuera del filete de soldadura alma – ala pero no más allá del borde del ala (mm^2).

Art. 6.10.11.2.4 Resistencia Axial de los Rigidizadores de Apoyo

Art. 6.10.11.2.4 a Generalidades:

La resistencia axial factorada, P_r , deberá ser determinada como se especifica en el Art. 6.9.2.1 usando el mínimo esfuerzo de fluencia especificado de las placas del rigidizador F_{ys} . El radio de giro deberá ser calculado cerca de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva deberá ser tomada como $0.75D$, donde D es el peralte del alma.

Art. 6.10.11.2.4b Sección Efectiva:

Para rigidizadores apernados al alma, la sección efectiva de columna consistirá solamente de los elementos del rigidizador.

Excepto que se especifique lo contrario, para rigidizadores soldados al alma, una porción del alma deberá ser incluida como parte de la sección efectiva de columna. Para rigidizadores que consisten de dos placas soldadas al alma, la sección efectiva de columna consistirá, en los dos elementos del rigidizador, más una franja central del alma que se extiende no más que $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores. Si más de un par de rigidizadores es usado, la sección efectiva de columna consistirá de todos los elementos del rigidizador, más una franja central del alma que se extiende no más que $9t_w$ entre los rigidizadores a cada lado.

Si se especifica un mínimo esfuerzo de fluencia para el alma menor que el de los rigidizadores, la franja del alma incluida en la sección efectiva será reducida por la relación F_{yw} / F_{ys} .

Art. 6.10.11.3 Rigidizadores Longitudinales

Art. 6.10.11.3.1 Generalidades:

Donde se requiera, los rigidizadores longitudinales deben consistir de una placa soldada a un lado del alma, o un ángulo apernado.

Los rigidizadores longitudinales deberán ser ubicados en posición vertical sobre el alma tal que se cumpla con la ecuación 6.10.3.2.1-3 cuando se verifique la

constructibilidad, en el estado límite de servicio se cumple con la ecuación 6.10.4.2.2-4, y todos los requerimientos apropiados de diseño serán satisfechos en estado límite de resistencia.

Donde sea posible, los rigidizadores longitudinales deberán extenderse ininterrumpidamente sobre su longitud especificada, a menos que se especifique lo contrario. Si parte de elementos transversales en el alma como rigidizadores son interrumpidos por un rigidizador longitudinal, el elemento transversal deberá fijarse al rigidizador longitudinal para desarrollar la resistencia a flexión y la resistencia axial del elemento transversal.

El esfuerzo de flexión en el rigidizador longitudinal, f_s , debido a las cargas factoradas en estado límite de resistencia y cuando se chequee constructibilidad satisfacerá:

$$f_s \leq \phi_f R_h F_{ys} \quad \text{Donde:}$$

ϕ_f = Factor de resistencia a flexión especificado en el Art. 6.5.4.2

F_{ys} = Esfuerzo de fluencia del rigidizador (MPa.)

R_h = Factor de híbridos determinado como se especifica en el Art. 6.10.1.10.1

Revisar Comentario y Art. Subsiguientes

4.6.- ESFUERZOS ADMISIBLES Y COMBINACIONES DE CARGA

Art. 3.4 Factores de Carga y Combinaciones de Carga:

Art. 3.4.1

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Donde:}$$

η_i = Modificador de las cargas especificado en el Art. 1.3.2

Q_i = Solicitaciones de carga aquí especificadas.

γ_i = Factores de cargas especificados en las Tablas 1 y 2

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

- RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km./h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

- SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre eje especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

En la Tabla 1 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 3.6.1.1.2, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ecuación 1.3.2.1-1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el Artículo 1.3.2.

Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un

componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , se deberían adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,
- 1,0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- 0,50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{EQ} , se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. Las ediciones anteriores de las Especificaciones Estándares usaban $\gamma_{EQ} = 0,0$. Este tema aún no ha sido resuelto. Se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial, es decir, $\gamma_{EQ} < 1,0$ con sismos.

Las abreviaturas usadas en la tabla 3.4.1-1 están definidas en el Art. 3.3.2, a continuación se muestran algunas de las más utilizadas a lo largo del diseño:

DC.- Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW.- Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

LL.- Sobrecarga vehicular.

IM.- Incremento por carga vehicular dinámica.

WS.- Viento sobre la estructura.

WL.- Viento sobre la sobrecarga.

Combinación de Cargas	<i>DC</i> <i>DD</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i> <i>EL</i>	<i>LL</i> <i>IM</i> <i>CE</i> <i>BR</i> <i>PL</i> <i>LS</i>								Usar sólo uno por vez			
			<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i> <i>CR</i> <i>SH</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH</i> , <i>EV</i> , <i>ES</i> , <i>DW</i> , <i>DC</i>	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo <i>LL</i> , <i>IM</i> y <i>CE</i>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla IV - 1: Combinación de Cargas y Factores de Carga (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1)

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla IV - 2: Factores de Carga para cargas Permanentes γ_p (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1)

El siguiente es un cuadro de resumen de los factores de diseño del AASHTO LRFD:

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA								
ESTADO LIMITE	FACTORES DE CARGA							
	DC		DW		LL	IM	WS	WL
	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.				
RESISTENCIA I	1.25	0.9	1.5	0.65	1.75	1.75	-	-
RESISTENCIA III	1.25	0.9	1.5	0.65	-	-	1.4	-
RESISTENCIA V	1.25	0.9	1.5	0.65	1.35	1.35	0.4	1
SERVICIO I	1	1	1	1	1	1	0.3	1
SERVICIO II	1	1	1	1	1.3	1.3	-	-
FATIGA	-	-	-	-	0.75	75	-	-

Tabla IV - 3: Resumen de Combinaciones y Factores de Carga

Art. 1.3.2 Estados Límites:

Art. 1.3.2.1 Requisitos Generales:

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la Ecuación 1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0 excepto para bulones, a los cuales se aplican los requisitos del Artículo 6.5.5, y para columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 3 y 4, a las cuales se aplican los requisitos del Artículo 5.10.11.4.1b. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_r = R_n \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -1})$$

Donde:

Para las cargas las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -2})$$

Para las cargas las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.00 \quad (\text{Ec. 1.3.2.1 -3})$$

donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en las Secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad, según lo especificado en el Artículo 1.3.3

η_R = factor relacionado con la redundancia, según lo especificado en el Artículo 1.3.4

η_I = factor relacionado con la importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.5

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Art. 1.3.3 Ductilidad:

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima solicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$= 1,00$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones

$\geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones

Para todos los demás estados límites:

$\eta_D = 1,00$

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil o por un comportamiento dúctil.

El comportamiento frágil es indeseable debido a que implica la súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas.

Bajo cargas sísmicas repetitivas, se producen grandes ciclos invertidos de deformación inelástica que disipan energía y tienen un efecto beneficioso para la supervivencia de la estructura.

Si, mediante confinamiento u otras medidas, un elemento o conexión fabricado de materiales frágiles puede soportar deformaciones inelásticas sin pérdida significativa de la capacidad de carga, este elemento se puede considerar dúctil. Este comportamiento dúctil se debe verificar mediante ensayos.

A fin de lograr un comportamiento dúctil adecuado el sistema debería tener un número suficiente de elementos dúctiles y ya sea:

- Uniones y conexiones que también sean dúctiles y puedan proveer disipación de energía sin pérdida de capacidad, o

- Uniones y conexiones que poseen suficiente resistencia en exceso para asegurar que la respuesta inelástica ocurrirá en las ubicaciones diseñadas para proporcionar una respuesta dúctil, de absorción de energía.

La ductilidad de los elementos o conexiones estructurales se puede establecer ya sea mediante ensayos a escala real o a gran escala o bien mediante modelos analíticos basados en el comportamiento documentado de los materiales. La ductilidad de un sistema estructural se puede determinar integrando las deformaciones locales sobre la totalidad del sistema estructural.

Los requisitos especiales aplicables a los dispositivos disipadores de energía se deben a las rigurosas demandas a las que están sometidos estos elementos.

Art. 1.3.4 Redundancia:

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned}\eta_R &\geq 1,05 \text{ para elementos no redundantes} \\ &= 1,00 \text{ para niveles convencionales de redundancia} \\ &\geq 0,95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}\end{aligned}$$

Para todos los demás estados límites:

$$\eta_R = 1,00$$

Art. 1.3.5 Importancia Operativa:

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa. Art. 3.10.3 y C 3.10.3

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

$= 1,00$ para puentes típicos

$\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1,00$

Art. 5.5.4.2 y Art. 6.5.4.2 Factores de Resistencia:

FACTORES DE RESISTENCIA		
MATERIAL	TIPO DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA (ϕ)
ACERO ESTRUCTURAL	FLEXION	$\phi_f = 1.00$
	CORTE	$\phi_v = 1.00$
	COMPRESION AXIAL	$\phi_c = 0.90$
	APOYO	$\phi_b = 1.00$
HORMIGON ARMADO	FLEXION Y TENSION	$\phi_f = 0.90$
	CORTE Y TORSION	$\phi_v = 0.90$
	COMPRESION AXIAL	$\phi_a = 0.75$
	COMPRESION CON FLEXION	$\phi = 0.75$ a 0.90 (interpolacion lineal)

Tabla IV - 4: Factores de Resistencia (Hormigón y Acero)

Art. 3.6.1.1.2 Presencia de Múltiples Sobrecargas:

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad

de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el Artículo 3.6.1.6 combinado con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la Tabla no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 4.6.2.2.2d.

FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE	
NUMERO DE CARRILES CARGADOS	FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla IV - 5: Factores de presencia múltiple (m)

Art. 3.6.2 Incremento por Carga Dinámica, IM:

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

INCREMENTO POR CARGA DINAMICA	
ESTADO LIMITE	IM
ESTADO LIMITE DE FATIGA Y FRACTURA	15%
TODOS LOS DEMAS ESTADOS	33%

Tabla IV - 6: Incremento por carga Dinámica (IM)

4.7 BARANDAS Y PROTECCIONES

Refiérase a la Sección 13 de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD, o al capítulo V del presente documento.

4.8 ESPESOR DEL TABLERO

Art. 4.6.2 Métodos de Análisis Aproximados:

Art. 4.6.2.1 Requisitos Generales:

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos, para los cuales se deberán aplicar los requisitos del Artículo 4.6.2.1.8.

Si se utiliza el método de las fajas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

Para el análisis por el método de fajas equivalentes, las vigas actúan como soporte, y la losa actúa como una viga simple o continua de soporte a soporte.

Art. 4.6.2.1.3 Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles.

Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en Tabla para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

En la Tabla se utiliza la siguiente simbología:

S = separación de los elementos de apoyo (mm)

h = altura del tablero (mm)

L = longitud de tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

Sb = separación de las barras del emparrillado (mm)

+M = momento positivo

-M = momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón:		
• Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0,833V$
	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	+M: $660 + 0,55S$ -M: $1220 + 0,25S$
Acero:		
• Emparrillado abierto	Barras principales	$0,007P + 4,0S_b$
• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera:		
• Madera laminada y encolada prefabricada		
□ No interconectada	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$
□ Interconectada	Paralela Perpendicular	$2280h + 0,07L$ $4,0h + 760$
• Laminada y tesada	Paralela Perpendicular	$0,066S + 2740$ $0,84S + 610$
• Laminada y clavada		
□ Tableros continuos o paneles interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $4,0h + 1020$
□ Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0h + 760$ $2,0h + 1020$

**Tabla IV - 7: Ancho de Faja para diseño de Tablero
(AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1 Fajas Equivalentes)**

Art. 4.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones:

Las fajas se deberán tratar como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda. La longitud de tramo se deberá tomar como la distancia entre centros de los componentes de apoyo. Para determinar las solicitaciones en la faja se deberá suponer que los componentes de apoyo son infinitamente rígidos.

Las cargas de rueda se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual a la longitud del área de contacto de los neumáticos, como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.5, más la profundidad del tablero. Las fajas se deberían analizar aplicando la teoría de vigas clásica.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para construcciones monolíticas y vigas cajón de hormigón – en la cara del componente de apoyo;
- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo;
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te y doble Te – un tercio del ancho del ala, pero no más de 380 mm, a partir del eje del apoyo.

Para los propósitos del presente artículo, cada una de las almas de una viga cajón de acero u hormigón se puede tratar como un componente de apoyo independiente.

Art. 9.7.1.1 Mínima Altura y Recubrimiento:

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.12.3.

Art. 5.12.3 Recubrimiento de Hormigón:

A menos que se especifique lo contrario los recubrimientos de hormigón se los realizará conforme a lo especificado en la siguiente tabla:

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Tabla IV - 8: Recubrimientos de Hormigón
(AASHTO LRFD Tabla 5.12.3-1 Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas)

4.9.- UBICACIÓN DE LA CARGA VIVA EN EL VOLADIZO

Art. 9.7.1.5 Diseño de Losas en Voladizo:

La porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas de acuerdo con los requisitos del Artículo 3.6.1.3.4.

Se deberán investigar los efectos del punzonamiento debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras.

C9.7.1.5

En el Apéndice de la Sección 13 se presenta un método aceptable para analizar los vuelos de los tableros para las cargas de impacto sobre las barandas.

Para evitar las fallas debidas al corte por punzonamiento se puede utilizar cualquier combinación de los siguientes métodos: aumentar de la altura de la losa, utilizar armadura especial que se extienda en un ancho de losa más allá de la baranda y utilizar placas base de mayor tamaño debajo de los postes de las barandas.

Art. 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

Art. 3.6.1.3.1 Requisitos Generales:

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Los ejes que no contribuyen a la solicitación extrema considerada se deberán despreciar. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:
 - Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
 - Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

Art. 3.6.1.3.4 Carga para el Vuelo del Tablero:

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

Art. 13.7.3.1.2

A menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm
- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm.

4.10 ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

Art. 4.6.2.2 Puentes de Viga y Losa

Art. 4.6.2.2.1 Aplicabilidad:

A excepción de lo especificado en el Artículo 4.6.2.2.4, los requisitos del presente artículo se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

- Un único carril de carga, o
- Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma sollicitación por carril.

Si un carril está cargado con un vehículo especial o con un vehículo de circulación restringida, la sollicitación de diseño en cada viga resultante del tráfico mixto se puede determinar como se especifica en el Artículo 4.6.2.2.4.

Para separación entre vigas mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, a menos que este documento especifique lo contrario, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos.

Art. 4.6.2.2.2 Método de los Factores de Distribución para Momento y Corte:

Art. 4.6.2.2.2b Vigas interiores con tablero de hormigón:

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla.

Para la etapa de diseño preliminar los términos $K_g/(L t_s^3)$

e I/J se pueden tomar iguales a 1,0.

Véase: Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Art. 4.6.2.2.2d Vigas Exteriores:

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, g , especificada en la Tabla.

La distancia d_e se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del Artículo 3.6.1.1.2.

Véase: Tabla 4.6.2.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores.

4.11 MÉTODO DE ANÁLISIS DE LOSAS Y TABLEROS

Véase en el numeral 4.8 ESPESOR DEL TABLERO del presente documento

4.12 ARMADURAS

Art. 5.7.3.3 Límite para las Armaduras:

Art. 5.7.3.3.1 Armatura Máxima:

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la ecuación enunciada la sección se deberá considerar sobreamada.

Art. 5.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **0,85f_c** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia

a = β₁c a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor **β₁** se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β₁ se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β₁ no podrá ser menor que 0,65.

Art. 5.4.2.6 Modulo de Rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el modulo de rotura, f_r , en Mpa se puede tomar como:

Para hormigones de densidad normal:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$$

Art. 9.7.3.2 Armadura de Distribución:

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

Art. 5.10.8 Armadura de Contracción y Temperatura:

Art. 5.10.8.1 Requisitos Generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural.

Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

Art. 5.10.8.2 Componentes de menos de 1200mm de espesor

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq 0,1 \cdot 0,75 f_y \quad (5.10.8.2-1)$$

donde:

A_g = área bruta de la sección (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de menos de 150 mm espesor, el acero se puede colocar en una sola capa. La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

4.13 REQUISITOS PARA EL DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS

Art. 6.10.1.1 Secciones Compuestas:

Las secciones que consistan de una losa de concreto que provea una acción compuesta y soporte lateral conectado a una sección de acero por conectores de corte diseñados de acuerdo a las disposiciones del Art. 6.10.10 serán considerados secciones compuestas.

Art. 6.10.1.1.1 Esfuerzos:

Art. 6.10.1.1.1 a Secuencia de Carga:

Los esfuerzos elásticos en cualquier parte de la sección compuesta debido a cargas aplicadas serán la suma de los esfuerzos causado por las fuerzas aplicadas separadamente en:

- La sección de Acero
- Periodos cortos en la sección compuesta
- Periodos largos en la sección compuesta

Para construcciones no aisladas, la carga permanente aplicada antes de que la losa de concreto se endurezca en la sección compuesta se asume será llevada

solamente por la sección de acero; la carga permanente y la carga viva aplicada después del endurecimiento de la losa de concreto se asume será llevada por la sección compuesta.

Art. 6.10.1.1.1b Esfuerzos de Flexión Positiva en la Sección:

Para calcular los esfuerzos de flexión en la sección sujeta a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la losa de concreto.

Para cargas instantáneas asumidas aplicadas en el periodo corto de la sección compuesta el área de la losa de concreto usando la relación de módulos n . Para las cargas permanentes asumidas aplicadas en el periodo largo de la sección compuesta el área de la losa de concreto será transformado usando la relación de módulos n pero multiplicada por **3, (3n)**.

Art. 6.10.1.1.1c Esfuerzos de Flexión Negativa en la Sección:

Para calcular los esfuerzos de flexión en secciones sujetas a sección negativa, la sección compuesta para periodo corto y periodo largo consistirá de la sección de acero y del refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, excepto con se especifica en los artículos 6.6.1.2.1, 6.10.1.1.1d, 6.10.4.2.1.

Art. 6.10.1.1.1d Esfuerzos en la Losa de Concreto:

Para calcular los esfuerzos de flexión longitudinal en la losa de concreto debido a cargas permanentes e instantáneas, la relación de módulos para periodo corto (n) será usada.

Art. 6.10.1.1.1e Ancho efectivo de la Losa de Concreto:

El ancho efectivo de la losa de concreto será determinado como se especifica en el Art. 4.6.2.6

Art. 4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo:

Art. 4.6.2.6.1 Requisitos Generales:

En ausencia de un análisis más refinado y/o a meno que se especifique lo contrario, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados

límites, serán como aquí se especifica. El cálculo de deformaciones se debería basar en el ancho de ala total.

Para el cálculo de las deformaciones por sobrecarga, si corresponde, se deberán aplicar los requisitos del Artículo 2.5.2.6.2.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos. Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva;
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor;
- La separación promedio de las vigas adyacentes.

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva;
- 6,0 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga de base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo.

4.14 SOBRECARGAS

Art. 3.6.1.2 Sobrecarga Vehicular de Diseño:

Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales:

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Art. 3.6.1.2.2 Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas.

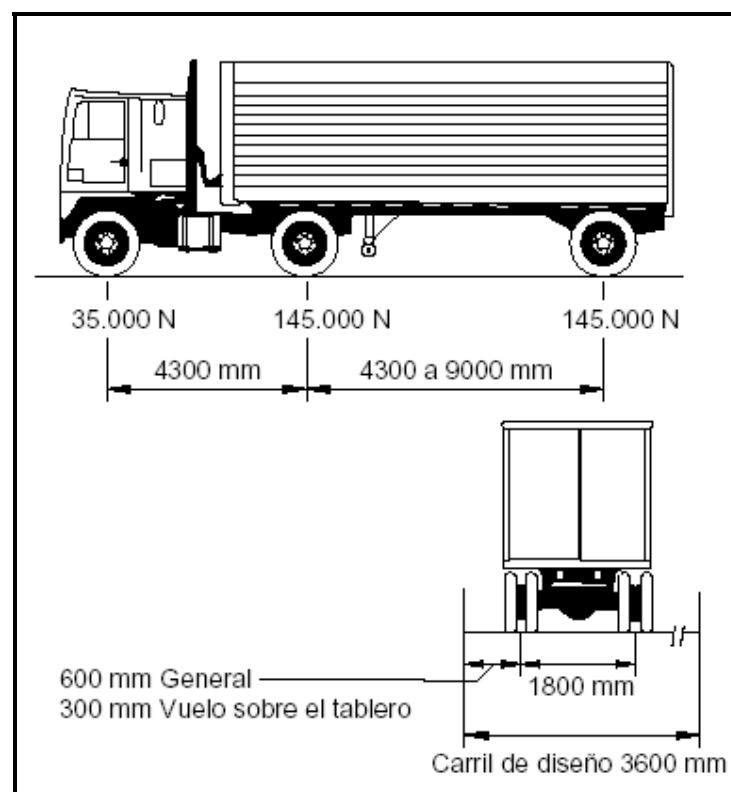


Figura IV - 3: Camión de Diseño (Componente de la Carga HL-93)

Art. 3.6.1.2.3 Tandem de Diseño:

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2

Art. 3.6.1.2.4 Carga de Carril de Diseño:

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

4.15 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

Refiérase al Art. 4.6.2.2.1 del numeral 4.10 ANCHO DE DISTRIBUCION del presente capítulo

CAPÍTULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL (CÓDIGO AASHTO LRFD)

5.1.- SOBRECARGA:

Hay algunas diferencias entre la carga viva usada en el diseño por esfuerzos admisibles (ASD), o el diseño por factores de carga (LFD) y la carga viva usada en el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Algunas de las más significativas se enuncian a continuación:

En ASD y LFD, la designación básica de carga viva, es HS – 20 u HS – 25. En LRFD la designación básica de carga viva es el HL – 93.

En ASD y LFD, la carga viva consiste, en cualquiera de los dos, en una carga de camión o, una carga de carril y cargas concentradas. En LRFD, la carga consiste de un camión de diseño o tandem, combinado con una carga de carril.

En ASD y LFD, el término “Impacto” es usado para la interacción dinámica entre el puente y movimiento de los vehículos. En LRFD el término “incremento por carga dinámica” es usado en lugar del término “Impacto”.

En ASD y LFD, el Impacto es aplicado en toda la carga viva. En LRFD, el incremento por carga dinámica es aplicado solo al camión de diseño y al tandem de diseño.

Sobrecarga: HL – 93

5.2.- ESFUERZOS ADMISIBLES:

Art. 6.4.1 Acero Estructural:

El acero estructural estará conforme a los requerimientos especificados en la Tabla 6.4.1-1, y el diseño estará basado en las propiedades mínimas indicadas.

El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural serán asumidos como 200 000,0 MPa y 11.7×10^{-6} mm/mm/°C respectivamente.

Acero Estructural:

Designación AASHTO: M270M Grado 345W

Equivalencia ASTM: A709M Grado 345W

$F_y = 345$ MPa

$F_u = 485$ MPa

El acero estructural utilizado para el diseño de las vigas de acero en LRFD tiene propiedades parecidas al acero utilizado en el diseño ESTÁNDAR (A -588).

Art. 5.4.2.1 Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

$f'_c = 28$ MPa

Art. 5.4.3 Acero de la Armaduras:

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

$f_y = 420$ Mpa

5.3.- DISEÑO DE PROTECCIONES:

Las protecciones serán diseñadas de acuerdo a el APÉNDICE A de la SECCIÓN 13 del AASHTO LRFD, y únicamente como probeta de ensayo, debido a que las protecciones deben resistir ensayos a Choque y en el país no se cuenta con los recursos necesarios para implementar esa clase de tecnología.

Art. 13.7 Barandas para Tráfico Vehicular:

13.7.1.1 Requisitos Generales:

El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico peatonal y barandas combinadas nuevas son estructural y geométricamente resistentes al choque. Se deberían considerar los siguientes factores:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera,
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,
- Posibles mejoras futuras de las barandas,
- Relación costo-beneficio de las barandas, y
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Art. 13.7.3 Diseño de la Barandas:

Art. 13.7.3.1 Requisitos Generales:

Normalmente una baranda para tráfico vehicular debería tener una cara de riel continua y hacia el lado del tráfico. Los postes de acero que sostienen los rieles se deberían estar retirados de la cara del riel.

Art. 13.7.3.1.2 Sistemas Nuevos:

Se podrán utilizar sistemas de barandas nuevos, siempre y cuando mediante ensayos de choque a escala real se demuestre que su comportamiento es aceptable.

La probeta utilizada para realizar el análisis de choque para un sistema de barandas se podrá diseñar de manera que resista las cargas aplicadas de acuerdo con el Apéndice A de la sección 13 o de acuerdo con el Informe 350 del NCHRP y sus revisiones.

A menos que durante el procedimiento del ensayo de choque se pueda demostrar que un espesor menor resulta satisfactorio, el mínimo espesor de borde de los vuelos de tablero de hormigón se deberá tomar como:

- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero: 200 mm
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 300 mm
- Para vuelos de tablero de hormigón que soportan paramentos o barreras de hormigón: 200 mm

Art. 13.7.3.2 Altura del Parapeto ó Baranda para Trafico Vehicular

Las barandas para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de 685mm si se trata de barandas TL-3, 810mm si se trata de barandas TL-4 y 2290 mm si se trata de barandas TL-6.

La mínima altura de un parapeto de cara vertical deberá ser 685 mm. La altura de otros tipos de barandas combinadas de metal y hormigón no deberá ser menor que 685mm y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.

“Las especificaciones de la AASHTO establecen ciertas restricciones de cargas y geometría para el cálculo y diseño de sistemas de contención. Además exige que para su utilización tengan un desempeño satisfactorio en ensayos de impacto a escala real, incluso modelando la baranda con el voladizo correspondiente al puente.

La altura mínima para impedir el vuelco por sobre la barrera del vehículo que impacta está restringida a 685mm para TL-3 o menor, 810mm para TL-4, 1070mm para TL-5 y 2290 para TL-6. El reglamento de

Debido a que estas medidas son derivadas del sistema métrico inglés, a los efectos prácticos y para un mejor ajuste al sistema de medida internacional vigente en el país resultaría conveniente la adopción de los siguientes límites inferiores para la altura de baranda vehicular (He, Tabla A13.2-1): 0,45m para TL-1; 0,50m para TL-2; 0,60m para TL-3; 0,80m TL-4; 1,10m TL-5 y 1,40m TL-6.”

Art. 13.11 Cordones y Aceras

Art. 13.11.2 Aceras

Cuando en los accesos carreteros se utilizan cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobreelevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 mm. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

Art. 13.4 y Art. 13.7 Requisitos Generales

El cordón debe estar integrado a una vereda de 1,20m o más de ancho cuando no haya otra barrera que separe la calzada de los peatones. Un cordón puede ser utilizado en un puente en alguna de las siguientes situaciones:

- Como única separación entre la vereda y la calzada solamente cuando la velocidad máxima permitida sea de 70Km/h o menor
- Cuando existe también un cordón en los accesos al puente
- Cuando sea necesario contener la caída del agua de lluvia desde el borde del tablero

Se recomienda que la altura del cordón por encima de la superficie de la calzada se encuentre entre 15 y 20cm y que su cara lateral tenga por lo menos 10cm de altura contados desde la rasante de la vereda.

Al estar el sistema cordón vereda limitado exclusivamente para casos con velocidades menores a los 70Km/h en nivel de seguridad exigido para las barandas vehiculares y peatonales es 1 o 2 según sea el caso.

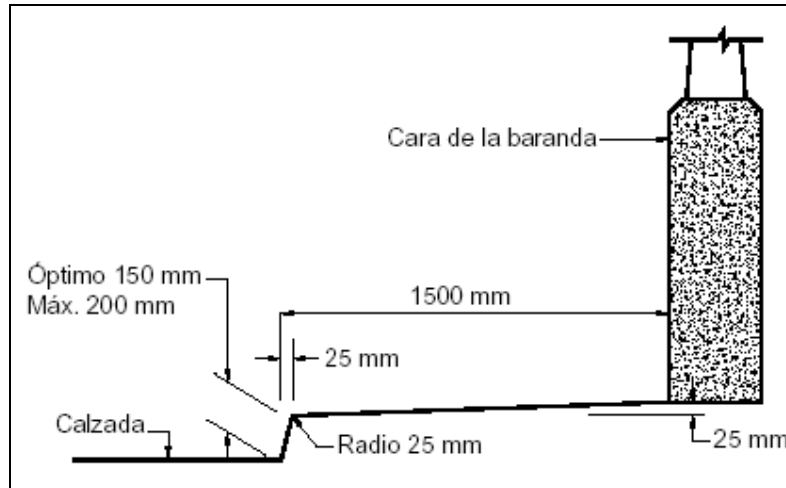


Figura V - 1: Recomendaciones de Diseño Cordón - Vereda

Art. A13.1.1 Separación de los Elementos de las Barandas

Para las barandas para tráfico vehicular, los criterios para definir la máxima abertura libre debajo del riel inferior, C_b , el retiro de los postes, S , y la máxima abertura entre rieles, c , se deberán basar en los criterios siguientes:

- Los anchos de contacto de los rieles de las barandas típicas se pueden tomar como se ilustra en la Figura A13.1.1.-1
- El ancho total del riel o los rieles en contacto con el vehículo, $\sum A$, no deberá ser menor que **25** por ciento de la altura de la baranda;
- En el caso de las barandas con postes, la abertura libre vertical, c , y el retiro de los postes, S , deberá estar dentro o por debajo del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-2; y
- En el caso de las barandas con postes, la combinación de $(\sum A/H)$ y el retiro de los postes, S , deberá estar dentro o por encima del área sombreada ilustrada en la Figura A13.1.1-3.

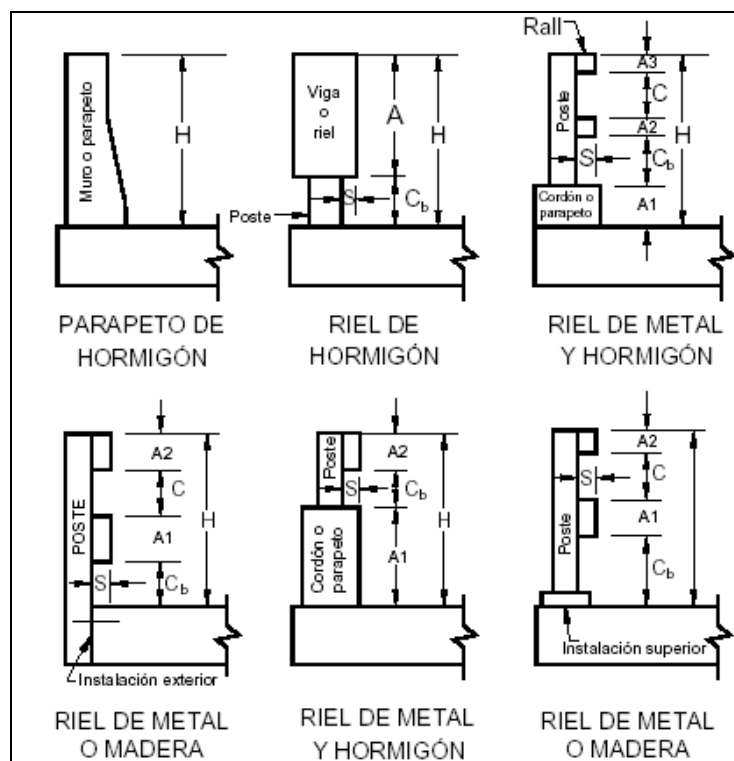


Figura V - 2: Típicas barandas para Tráfico Vehicular
(fig. A13.1.1-1 AASHTO LRFD)

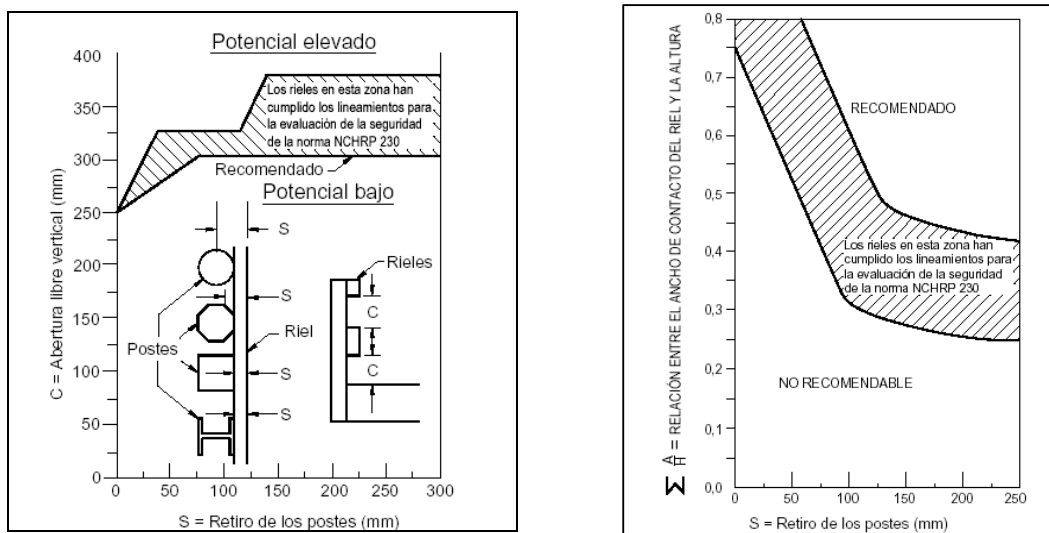


Figura V - 3: Potencial de Impacto de las ruedas, parachoques o capó contra los postes (derecha); Criterios para determinar el retiro de los postes (izquierda) (figs. A13.1.1-2 y A13.1.1.3 respectivamente)

La máxima abertura libre entre rieles y postes sucesivos deberá ser como se especifica en las secciones 13.8, 13.9 y 13.10

Art. A13.1.2 Anclajes:

Las armaduras de las barandas de hormigón deberán tener una longitud embebida suficiente para desarrollar la tensión de fluencia.

La longitud de anclaje de las barras de armadura se especifica en la sección 5

Art. 5.11.2 Anclaje de las Armaduras:

Art. 5.11.2.1 Barras Conformadas y Alambre conformada en Tracción:

Art. 5.11.2.1.1 Longitud de Anclaje en Tracción:

La longitud de anclaje en tracción, ℓ_d , no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , aquí especificada y el factor o los factores de modificación especificados en los Artículos 5.11.2.1.2 y 5.11.2.1.3. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 300 mm.

La longitud básica de anclaje en tracción, ℓ_{db} , en mm, se deberá tomar como:

- Para barras No. 36 y menores $\frac{0,02 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
pero no menor que $0,06 d_b f_y$
- Para barras No. 43 $\frac{25 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para barras No. 57..... $\frac{34 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Para alambre conformado $\frac{0,36 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Donde:

A_b = sección de la barra o alambre (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

f_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 2 días, a menos que se especifique una edad diferente (MPa)

d_b = diámetro de la barra o alambre (mm)

Art. 5.11.2.1.3 Factores de Modificación que Disminuyen ℓ_d

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , se puede multiplicar por los siguientes factores:

Si la armadura que se está anclando en la longitud considerada tiene una separación lateral entre centros de al menos 150 mm, y tiene un recubrimiento libre medido en la dirección de la separación no menor que 75 mm el factor modificador será 0,8

“A diferencia del diseño realizado en AASHTO ESTÁNDAR de una baranda metálica, en AASHTO LRFD se procederá a diseñar un parapeto de hormigón puesto que cumple con la mayoría de las exigencias que se estipulan en el código, mientras que las barandas metálicas se encuentran sometidas a pruebas y análisis más rigurosos que exceden el alcance de este trabajo.”

Art. A13.2 Fuerzas de Diseño para las Barandas para Tráfico Vehicular

A menos que la presente establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de carga de la tabla 3.4.1-1 correspondientes.

Las fuerzas de diseño para las barandas y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayo de choques se deberían tomar como se especifica en tabla A13.2-1.

No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas en la tabla A13.2-1 simultáneamente con las cargas verticales.

Las fuerzas de diseño son fuerzas estáticas que representan la fuerza dinámica transferida al sistema de contención por un determinado vehículo impactado a una velocidad y ángulos especificados de acuerdo a la categoría de ensayo.

FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARRERAS PARA TRAFICO VEHICULAR						
NIVEL DE SEGURIDAD	ALTURA MÍNIMA (m)	FUERZA TRANSVERSA L (KN)	FUERZA LONGITUDINAL L (KN)	FUERZA VERTICAL (KN)	LONGITUD TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL L (m)	LONGITUD VERTICAL (m)
TL	H	F _t	FL	F _v	L _t , LL	L _v
1	0.45	60	20	20	1.20	5.50
2	0.50	120	40	20	1.20	5.50
3	0.60	240	80	20	1.20	5.50
4	0.80	240	80	80	1.10	5.50
5	1.10	500	180	355	2.40	12.00
6	1.40	780	260	355	2.40	12.00

Tabla V - 1: Fuerzas de Diseño Transversal, Longitudinal y Vertical para barreras de tráfico vehicular

Las medidas en cuanto a la altura mínima, han sido modificadas para efectos prácticos y para un mejor ajuste al sistema de medida internacional vigente, ya que los valores que constan en el código AASHTO LRFD en la tabla A13.2-1 sección 13 son medidas derivadas de sistema métrico inglés.

Las combinaciones de carga a tener en cuenta para el diseño de la baranda son dos:

- Las cargas transversal F_t y longitudinal, F_L , actuando simultáneamente.
- La carga vertical, F_v , actuando solamente.

Estado límite de Evento Extremo

Art. 1.3.2 Estados Límites

Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia (ϕ) se deben tomar igual a 1,0

“El método recomendado para el dimensionamiento de barandas de hormigón armado (parapetos) es el de líneas de rotura. Este método dimensiona el hormigón armado a rotura suponiendo la plastificación de las secciones.”

Art. A13.3 Procedimiento de Diseño de las Barandas utilizadas como Probetas de Ensayo:

Art. A13.3.1 Barandas de Hormigón:

Para las barreras o parapetos de hormigón armado y pretensado se podrán utilizar análisis por líneas de fluencia y diseño por resistencia.

La resistencia nominal de la baranda frente a la carga transversal, R_w , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:

- Para impactos dentro de un segmento de muro:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-1}) \quad (\text{Ecuación 1})$$

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , se deberá tomar como:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-2}) \quad (\text{Ecuación 2})$$

- Para impactos en el extremo de un muro o en una junta:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t} \right) \left(M_b + M_w + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \quad (\text{A13.3.1-3})$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{H(M_b + M_w)}{M_c}} \quad (\text{A13.3.1-4}) \quad (\text{Ecuación 3 y 4})$$

Donde:

F_t = fuerza transversal especificada en la Tabla A13.2-1 que se supone actuando en la parte superior de un muro de hormigón (N)

H = altura del muro (mm)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto F (mm)

R_w = resistencia transversal total de la baranda (N)

M_b = resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en la parte superior del muro (N-mm)

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente, (involucra a la armadura dispuesta en forma vertical) (N-mm/mm)

M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical, (involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal) (N-mm/mm)

Para poder ser utilizados en las expresiones anteriores, M_c y M_w no deberían variar significativamente con la altura del muro. En otros casos se debería realizar un análisis riguroso mediante líneas de fluencia.

C A13.3.1

En este análisis se supone que el patrón de falla por líneas de fluencia ocurre exclusivamente en el parapeto y no se propaga hacia el tablero. Esto significa que el tablero debe tener suficiente resistencia para obligar a que el patrón de falla se mantenga dentro del parapeto. Si el patrón de falla se extiende hacia el tablero, las expresiones para calcular la resistencia del parapeto pierden su validez.

Las líneas de rotura para la contención de hormigón se muestran en las siguientes figuras:

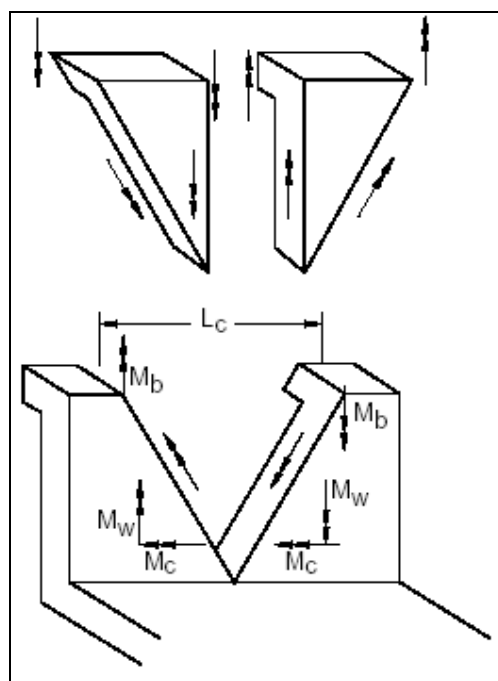
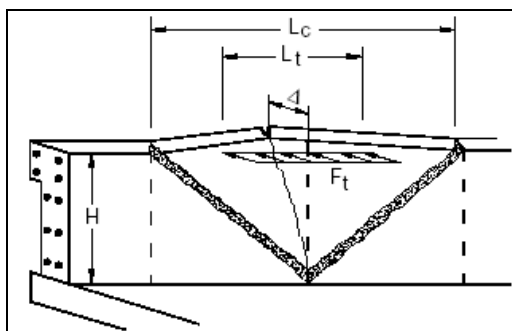


Figura V - 4: Mecanismo de tres líneas de rotura en una sección dentro del segmento del muro

En la sección lejana a las juntas predomina el mecanismo de rotura de tres líneas, donde existen dos líneas de rotura que traccionan la cara interior y una que tracciona la cara exterior de la baranda.

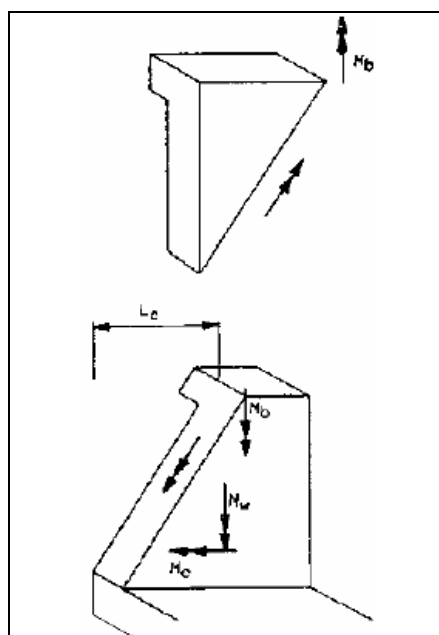
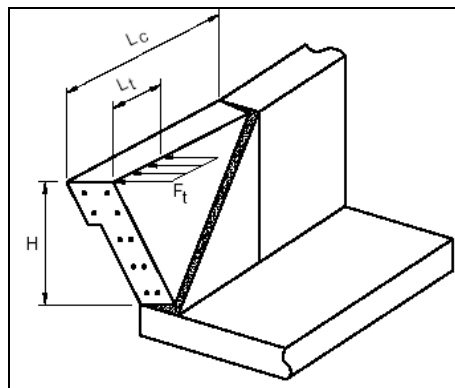


Figura V - 5: Mecanismo de una línea de rotura en la cercanía a las juntas y el final de las barandas

En la cercanía a las juntas y el final de la baranda aparece una línea de rotura que tracciona la cara interior de la baranda.

5.3.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE LÍNEAS DE ROTURA:

Para el diseño de barandas vehiculares de hormigón armado se adopta el método de las líneas de rotura, donde las secciones de hormigón armado se plastifican, estando la armadura en fluencia con una tensión f_y y el hormigón comprimido en un tensión f'_c .

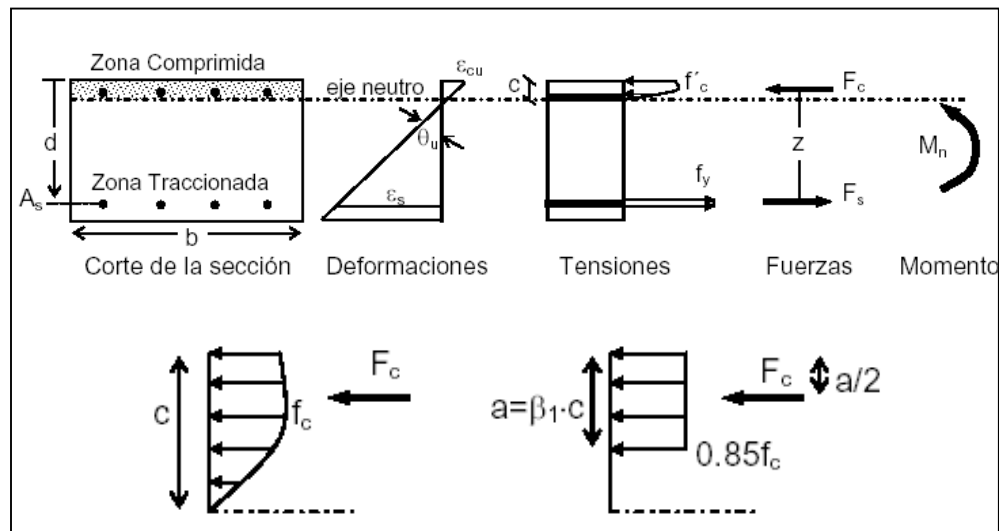


Figura V - 6: Descripción del proceso de obtención del momento de rotura de una sección de Hormigón Armado

En la figura se describe el proceso de obtención del momento de rotura de una sección de hormigón armado. Cuando se provoca el giro de la sección si las secciones se mantienen planas después de la deformación, ésta en su estado último llegará a la deformación de rotura del hormigón (ϵ_{cu}) en la zona comprimida y si la armadura se encuentra lo suficientemente alejada del eje neutro se encontrará a una deformación (ϵ_s) mucho mayor que su deformación de fluencia (ϵ_y). De este modo despreciando la resistencia a la tracción del hormigón y el aporte de la armadura cercana al eje neutro, se desarrollara una zona comprimida de hormigón donde éste ha alcanzado su tensión de rotura f'_c y el acero que se encuentra en la zona traccionada estará en fluencia a una tensión f_y . Para el caso del hormigón el diagrama desarrollado en una longitud c , puede simplificarse en una equivalente de forma rectangular de altura a como muestra la figura anterior, de manera que $a = \beta_1 * c$ siendo β_1 el factor para equiparar la distribución de tenciones teórica del hormigón con un bloque rectangular a una tensión

constante. Esta tensión toma el valor de **0.85f'c** para hormigones con una tensión de rotura que no exceda lo 28 Mpa.

Por equilibrio de fuerzas horizontales:

La fuerza **F_s** tiene que se ser igual a la fuerza **F_c** que se desarrolla en el hormigón siendo ambas el resultado de multiplicar el área correspondiente por la tensión a la que esta sometido el material.

$$F_s = A_s \cdot f_y$$

$$F_c = 0.85f'_c \cdot a \cdot b$$

Igualando ambas expresiones es posible obtener la altura del bloque comprimido de hormigón como:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Siendo el brazo de palanca **z** la distancia entre **F_s** y **F_c** de modo que:

$$z = d - \frac{a}{2} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde **d** es la altura útil de la sección para la armadura traccionada.

Estando en condiciones de calcular el momento último nominal de la sección; el par resultante será igual al brazo de palanca **z** multiplicado por la fuerza en el acero **F_s** ó en el hormigón **F_c** ya que como se ha dicho son iguales y contrarias.

$$M_n = F_s \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot z \quad (\text{Ecuación 7})$$

Resta aplicar a este momento el factor de resistencia ϕ para obtener el momento resistente de la sección

$$M_r = \phi M_n = 1.0 \cdot M_n = M_n \quad (\text{Ecuación 8})$$

Para poder aplicar las fórmulas de líneas de rotura, es necesario calcular los momentos resistentes de las secciones en ambas direcciones. Debido a que la sección no es de espesor uniforme, debe hacerse un análisis detallado para cada

armadura y posición para luego obtener el momento resistente por unidad de longitud.

Los momentos a obtener son M_w momento resistente flexional unitario alrededor del eje vertical, que involucra a la armadura dispuesta en forma horizontal y M_c momento resistente flexional por unidad de longitud alrededor del eje paralelo al puente que involucra a la armadura dispuesta en forma vertical.

Cálculo de M_w en una sección central (Armadura Horizontal)

Para el cálculo de M_w primero se obtiene la altura a del bloque de hormigón comprimido para el total de la armadura de la cara traccionada, de acuerdo a la ecuación 5, con la particularidad de que el ancho de hormigón corresponde a la altura de la baranda.

Luego se procede a obtener el brazo de palanca z para cada posición con la ecuación 6, para finalmente calcular el momento nominal (M_n) de cada armadura con la ecuación 7. Sumando estos momentos para cada posición se obtiene el momento resistente correspondiente a la cara. Debido a que este es un momento total de la sección de ancho h y es necesario trabajar con momentos unitarios se calcula:

$$M_w = \frac{M_n}{h} \quad (\text{Ecuación 9})$$

h.- Altura de la baranda o parapeto (m.)

Se calcula el momento M_w para la cara interna y externa y debido a que existen tres líneas de rotura (una vertical, donde la armadura traccionada es la horizontal que se encuentra hacia el exterior de la baranda y dos inclinadas donde el acero traccionado es el interior) se ponderará el momento de la siguiente forma:

$$M_w = \frac{2 \cdot M_{w_{int}} + M_{w_{ext}}}{3} \quad (\text{Ecuación 10})$$

Cálculo de M_c en una sección central (Armadura Vertical)

Las líneas de rotura que involucran a la armadura vertical son las dos que aparecen inclinadas, de manera que el acero traccionado es el que se encuentra en la cara interior. La armadura vertical se encuentra en dos zonas netamente

diferenciadas una superior con menor altura útil, y una inferior más ancha. A partir de esta división se calcula el momento M_c para cada sector superior e inferior. Se obtiene a con la ecuación 5 para un ancho b de hormigón de 1.0m. Luego se calcula el brazo de palanca z con un promedio de las alturas útiles d en cada sector utilizando la ecuación 6 y se obtiene el momento nominal unitario M_c de cada sector con la ecuación 7. Para obtener el momento M_c en toda la altura de la baranda se ponderará el momento de acuerdo a la altura que implica cada sector.

$$M_c = \frac{h_s \cdot M_{c_{sup}} + (h_i + h_m) M_{c_{inf}}}{h} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Cálculo de M_w en una sección extrema (armadura Horizontal)

De igual manera que para una sección central con la particularidad que hay que tener en cuenta que de acuerdo a la línea de rotura solo trabajaran a tensión las armaduras interiores. Además es posible que las armaduras ubicadas en la zona inferior no lleguen a desarrollar la tensión de fluencia f_y en el acero debido a que no cuentan con la longitud de anclaje suficiente, para estos casos se aplica un factor de anclaje dado por:

$$\phi_{\text{anclaje}} = \frac{\ell_{\text{anclaje}}}{\ell_{db}} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde ℓ_{anclaje} es la longitud en que la barra se encuentra efectivamente anclada y ℓ_{db} es la longitud mínima de anclaje dada por reglamento. De este modo aplicando el factor de anclaje correspondiente al área de cada barra es posible obtener la armadura $A_{s_{\text{util}}}$ de cada posición. Obtener a , z , y M_n a partir las ecuaciones 5,6 y 7 respectivamente. Finalmente se obtiene M_w de la sección, solo a la armadura interna aplicando la ecuación 9.

Cálculo de M_c en una sección extrema (armadura vertical)

La manera de calcular el momento resistente unitario M_c para la armadura vertical en una sección extrema es similar al utilizado en la sección central con la única particularidad que generalmente la armadura involucrada por metro de ancho es mayor debido a que se refuerza esta zona más débil con una menor separación de armadura vertical.

Si bien el costo inicial de una baranda rígida puede resultar más elevado que otro tipo de barandas, los gastos de mantenimiento y reparación ante impactos son mínimos y ocurrirán generalmente en el caso que resulten chocados por vehículos de mayor tamaño para el que han sido diseñados.

El criterio adoptado para esta actualización es cumplir con los requerimientos de diseño especificados por el AASHTO LRFD en cuanto a resistencia y altura mínima y la adopción de un perfil de impacto de reconocida efectividad. Si bien este parapeto de hormigón seguramente nunca sea ensayado a impacto como lo requieren las normas para la aprobación de las barandas según el nivel de seguridad, es altamente probable que resulte adecuado para evitar la penetración de los vehículos para los cuales esta siendo diseñado.

C A13.4.2

Debido a que los ensayos de impacto están orientados a la supervivencia de las personas y no a la resistencia última del sistema de contención, puede ocurrir que la baranda quede significativamente sobredimensionada de manera que existe también la posibilidad que el voladizo esté sobredimensionado.

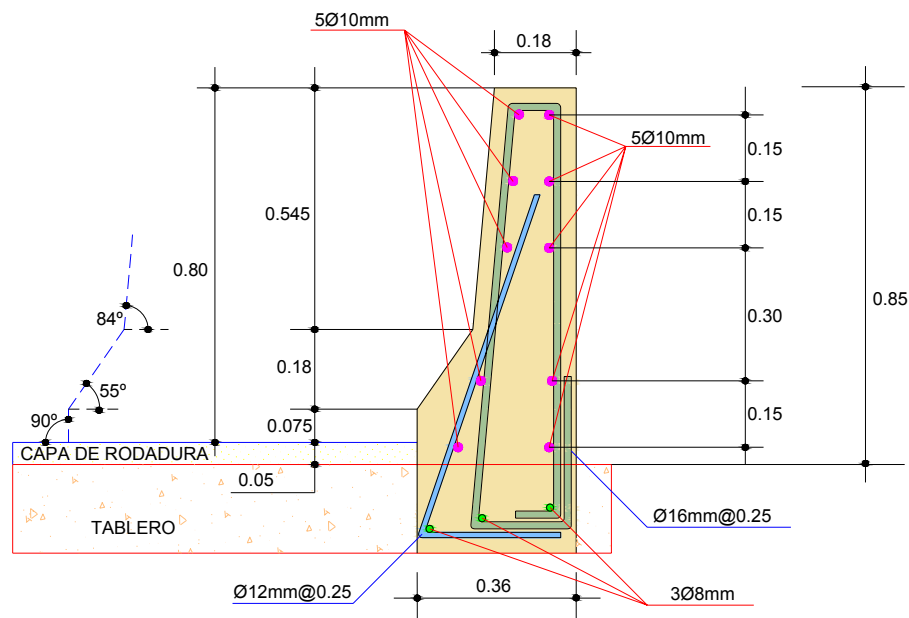


Figura V - 7: Diseño de parapeto adoptado para su análisis

DISEÑO DE BARANDAS VEHICULARES DE HORMIGÓN ARMADO

Características de Diseño de la Baranda

TL	=	4
Ft	=	240 kN
FL	=	80 kN
Lt	=	1.10 m
Hmin	=	0.80 m

Características de los Materiales

Fy	=	420 Mpa
f'c	=	28 Mpa

Características Geométricas

Bs	=	0.18 m
H	=	0.85 m
α	=	90 °
β	=	55 °
γ	=	84 °
Hi	=	0.075 m
Hm	=	0.18 m
Hic	=	0.05 m

Armaduras

R	=	0.035 m
ϕh	=	10 mm
$\phi v3$	=	12 mm
$\phi v4$	=	16 mm
Svc	=	0.25 m
Sve	=	0.15 m

Parámetros geométricos deducidos

Hs	=	0.595 m
Bss	=	0.243 m
Bii	=	0.369 m
Bi	=	0.369 m
Bic	=	0.369 m
δ	=	69.0 °

Longitudes básicas de anclaje

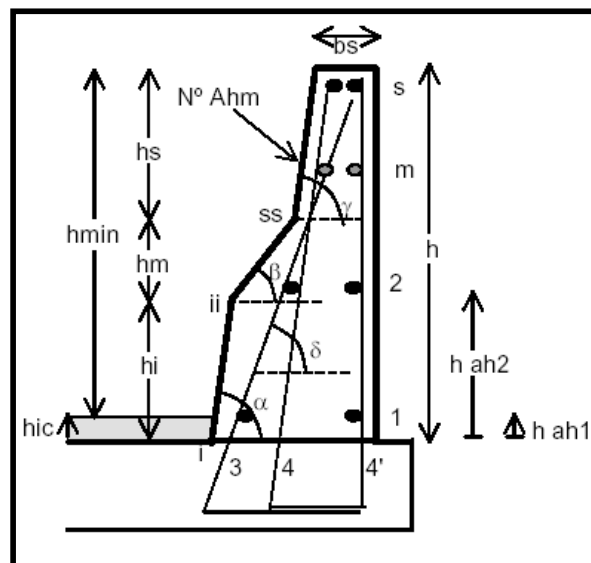
Para barras No36 o menores

$$\frac{0.02 \cdot A_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

pero no menor que

$$0.06 \cdot d_b \cdot f_y$$

Ldb h	=	0.252 m
Ldb v3	=	0.302 m
Ldb v4	=	0.403 m



espesor capa de rodadura

recubrimiento

diámetro barras horizontales

diámetro barras verticales posición 3

diámetro barras verticales posición 4

separación barras verticales zona central

separación barras verticales zona extrema y juntas

altura paramento superior

ancho en sección ss

ancho en sección ii

ancho en interfaz con tablero

ancho a la altura de la carpeta de rodamiento

ángulo de la armadura vertical en posición 3

db (mm)	Ab (mm ²)
10	78.54
12	113.10
16	201.06

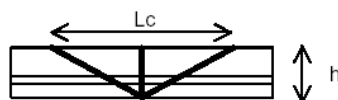
longitud básica de anclaje barras horizontales

longitud básica de anclaje barras verticales pos. 3

longitud básica de anclaje barras verticales pos. 4

SECCIÓN CENTRAL

Mecanismo de Rotura Inferior



Armadura Horizontal - Momento por unidad de longitud respecto al eje vertical - M_w

Cantidad = 5 barras c/ cara

As_h = 3.93 cm² c/ cara

A = 0.0082 m

Posición	d (m)	z (m)	As (cm ²)	Mn (Kn-m)
ah1i	0.265	0.261	0.79	8.61
ah2i	0.215	0.211	0.79	6.96
ahmi	0.150	0.146	1.57	9.63
ahsi	0.130	0.126	0.79	4.15

Mn cara interna 29.35 kN-m

Posición	d (m)	z (m)	As (cm ²)	Mn (Kn-m)
ah1e	0.300	0.296	0.79	9.76
ah2e	0.260	0.256	0.79	8.44
ahme	0.150	0.146	1.57	9.63
ahse	0.130	0.126	0.79	4.15

Mn cara interna 31.98 kN-m

Mw int = 34.52 KN-m / m participando Mw interior en dos líneas de rotura
KN-m /

Mw ext = 37.63 m participando Mw exterior en una línea de rotura

Mw = 35.56 KN-m / m Mw = (2*Mwint + Mwext) / 3

Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto al eje horizontal - M_c

(despreciando aporte de av3 en esta zona)
Zona Superior

B = 1 m

No barras = 4 c/m

As_v = 8.04 cm² / m cara interior

A = 0.0142 m

Posición	dss (m)	ds (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av4	0.190	0.145	0.160	8.04	54.18

Mc sup. 54.18 kN-m / m

Zona Inferior (teniendo en cuenta pos. 3 y 4)

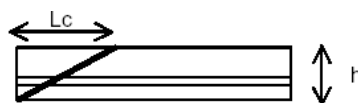
As_v = 12.57 cm² / m cara interior

A = 0.0222 m

Posición	d i (m)	dss (m)	z prom (m)	As (cm ² /m)	Mn (kN-m /m)
av3	0.285	0.190	0.226	4.52	43.02
av4	0.215	0.190	0.191	8.04	64.66

Mc inf. 107.68 kN-m / m

Mc	=	70.23 kN-m / m
Lc	=	2.35 m
Rw	=	270.09 kN > Ft OK

SECCIÓN EXTREMA**Mecanismo de Rotura Inferior****Armadura Horizontal - Momento por unidad de longitud respecto al eje vertical - Mw**

Posición	Factor de Anclaje Art. 5.11.2.1.3	As (cm2)	As útil (cm2)
ah1i	0.8	0.79	0.63
ah2i	0.8	0.79	0.63
ahmi	0.8	1.57	1.26
ahsi	0.8	0.79	0.63

As util 3.14 cm2**A = 0.0065 m**

Posición	d (m)	z (m)	As (cm2)	Mn (Kn-m)
ah1i	0.265	0.262	0.79	8.63
ah2i	0.215	0.212	0.79	6.98
ahmi	0.150	0.147	1.57	9.68
ahsi	0.130	0.127	0.79	4.18

Mn cara interna 29.48 kN-m**Mw = 34.68 KN-m / m****Mw = Mn/h****Armadura Vertical - Momento por unidad de longitud respecto al eje horizontal - Mc**

(despreciando aporte de av3 en esta zona)

Zona Superior

B = 1 m

No barras = 7 c/m

Asv = 13.40 cm2 / m cara interior

A = 0.0278 m

Posición	dss (m)	ds (m)	z prom (m)	As (cm2/m)	Mn (kN-m /m)
av4	0.190	0.145	0.154	13.40	86.46

Mc sup. 86.46 kN-m / m

Zona Inferior (teniendo en cuenta pos. 3 y 4)

Asv = 20.94 cm2 / m cara interior

A = 0.0435 m

Posición	d i (m)	dss (m)	z prom (m)	As (cm2/m)	Mn (kN-m /m)
av3	0.285	0.190	0.226	7.54	71.70
av4	0.215	0.190	0.191	13.40	107.76

Mcinf. 179.46 kN-m / m**Mc = 76.36 kN-m / m****Lc = 2.26 m****Rw = 285.64 kN > Ft OK**

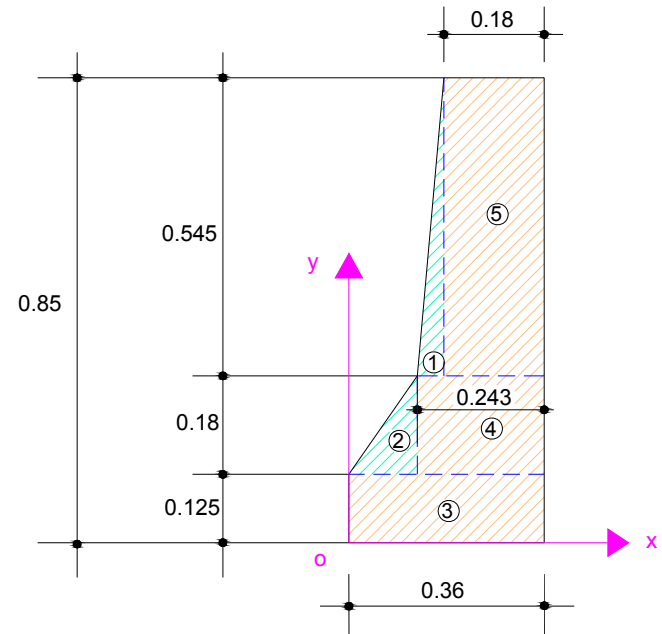
5.4.- CARGA DEL PARAPETO POR UNIDAD DE LONGITUD:

FIG.	b (m)	h (m)	A (m ²)	x (m)	A*x (m ³)
1	0.063	0.545	0.017	0.159	0.003
2	0.117	0.180	0.011	0.078	0.001
3	0.360	0.125	0.045	0.180	0.008
4	0.243	0.180	0.044	0.239	0.010
5	0.180	0.545	0.098	0.270	0.026
Sum			0.215		0.049

$$X_{cg} = \frac{0.049}{0.215} = \boxed{0.226 \text{ m}}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.215 * 2.4 = \mathbf{0.516 \text{ T/m}}$$

$$\mathbf{W_{parapeto} = 0.516 \text{ T/m}}$$



5.5.- CÁLCULO DEL TABLERO

5.5.1.- SECCIÓN TRANSVERSAL:

Para el diseño del tablero se utilizara el método de análisis aproximado de fajas equivalentes especificado en el Art. 4.6.2. Para el análisis por el método de las fajas equivalentes, las vigas actúan como soportes, y la losa actúa como una viga simple continua espaciada de soporte a soporte.

El ancho del volado es determinado generalmente tal que los momentos y cortes en la viga exterior son similares a aquellos en la viga interior. Una regla general común es tomar el volado aproximadamente 0.35 a 0.50 veces el espaciamiento entre vigas.

Selección del Espesor de Losa y Volado:

Art. 9.7.1.1

El peralte de la losa de hormigón no puede ser menor que 175 mm, excluyendo cualquier disposición de pulido, texturizado y superficie de sacrificio.

Art. 13.7.3.1.2

Para volados en losas de hormigón que soportan un sistema de postes montados en el tablero un espesor mínimo de 200mm será tomado.

Espesor de Losa (tramos) t_L = 200mm

Espesor de Losa (Volado) t_V = 200mm

5.5.2.- CARGA MUERTA: VOLADIZO – TRAMO

Se procede a identificar los factores de carga para cargas permanentes (γ_p) para estado límite de RESISTENCIA I especificados en la tabla 3.4.1-2

Para la Losa y accesorios (barandas), DC:

Máximo γ_{pDCmax} = **1.25**

Mínimo γ_{pDCmin} = **0.90**

Para superficies de Rodamiento (capa de rodadura), DW:

Máximo γ_{pDWmax} = **1.50**

Mínimo γ_{pDWmin} = **0.65**

Para el cálculo de Momentos por Carga muerta no factorados:

Asumimos un ancho de faja = 1000 mm

Asumimos un ancho mínimo de patín (b) = 400 mm

Distancia libre del Tablero (d) = 2850 mm

Longitud del Volado = 1500 mm

Longitud efectiva de Losa Art. 4.6.21

S_t = 3250 mm

La configuración del modelo a utilizar será la siguiente:

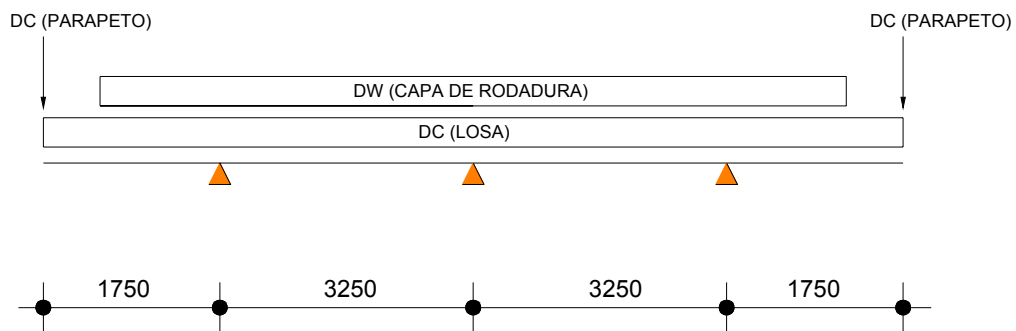


Figura V - 9: Esquema estructural para el cálculo de Carga Muerta en Voladizo y Tramos

DC Losa:

Tramos y Volado = $1.00 \times 0.20 \times 2.4$ = 0.48 t/m = 4.704 N/mm

DC Parapeto:

Tramos y Volado = 0.516 ton = 5.057 N

DW (Capa de Rodadura):

Tramos y Volado = $1.00 \times 0.05 \times 2.2$ = 0.11 t/m = 1.078 N/mm

Resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados:

		0	325	650	975	1300	1625	1950	2275	2600	2925	3250
DISTANCIA		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	VANO 1	-7210	-4515	-2317	-615	589	1297	1507	1221	438	-842	-2618
	VANO 2	-13875	-842	438	1221	1507	1297	589	-615	-2317	-4515	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	VANO 1	-1041	-515	-103	196	380	451	408	251	-20	-404	-903
	VANO 2	-903	-404	-20	251	408	451	380	196	-103	-515	-1041

Tabla V - 2: Momentos por carga muerta no factorados divididos para el ancho de faja de 1000 mm en (N-mm/mm)

5.5.3.- CARGA VIVA

Antes de calcular los efectos de carga viva, los siguientes parámetros básicos deben ser definidos:

Art. 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

La mínima distancia entre las ruedas de dos vehículos adyacentes será igual a 1200 mm.

Tabla 3.6.2.1-1 Incremento por Carga Dinámica, IM

Todos los demás estados Límites IM = 33%

Se diseñará el tablero para el Estado Límite de **Resistencia I.-** Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular del puente, sin viento.

Según la Tabla 3.4.1-1 el factor de carga para Carga Viva es:

$$\gamma_{LL} = 1.75$$

Factor de Presencia Múltiple Art. 3.6.1.1.2

Según la Tabla 3.6.1.1.2-1

Un carril cargado m = 1.20

Dos carriles cargados m = 1.00

Art. 5.5.3 Estado Límite de Fatiga

Art. 5.5.3.1 Requisitos Generales:

No es necesario investigar la fatiga para losas de tablero de hormigón en aplicaciones multiviga

Art. 9.5.3 Estado Límite de Fatiga y Fractura

No será necesario investigar la fatiga en los siguientes casos:

- Tableros de hormigón; y
- Tableros de madera de acuerdo con lo listado en el Artículo 9.9.

Factores de Resistencia a Flexión:

Estado Límite de Resistencia ϕ_{res} = 0.90 Art. 5.5.4.2

Estado Límite de Servicio ϕ_{serv} = 1.00 Art. 1.3.2.1

Estado Límite de Evento Extremo ϕ_{ext} = 1.00 Art. 1.3.2.1

Art. 3.6.1.3.3 Cargas de Diseño para Tableros, Sistemas de Tableros y Losas Superiores de Alcantarillas Rectangulares

Los requisitos del presente artículo no se aplican a los tableros diseñados bajo los requisitos del Artículo 9.7.2, Método de Diseño Empírico.

Si para analizar tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 460 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N y la carga del carril.

- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas longitudinales se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Si se utilizan los métodos refinados se deberán considerar todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2, incluyendo la carga del carril.

Se deberá asumir que las cargas de las ruedas de un eje son iguales; para el diseño de tableros no será necesario considerar la amplificación de las cargas de las ruedas debida a las fuerzas centrífugas y de frenado.

Art. 3.6.1.3.4 Carga para el Vuelo de Tablero:

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la Sección 13.

Las ecuaciones para obtener el ancho de Fajas Equivalentes para momentos positivos, negativos y para el volado se presentan en la siguiente figura:

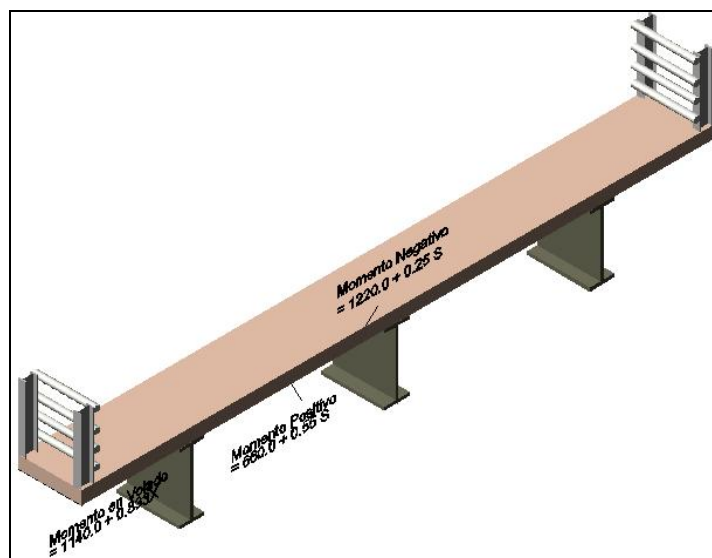


Figura V - 10: Ecuaciones para obtener el ancho de faja equivalente para momentos positivos y negativos

Ancho de Faja $W_{(v)}$ Para Volado: **$1140.0 + 0.833X$**

Ancho de Faja $W_{M(+)}$ Para $M(+)$: **$660.0 + 0.55 S$**

Ancho de Faja $W_{M(-)}$ Para $M(-)$: **$1220.0 + 0.25 S$**

S.- Separación de los elementos de apoyo (mm)

X.- Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

Ancho de Faja para momento positivo:

S = 3250 mm

$W_{M(+)} = 660.0 + 0.55(3250)$

$W_{M(+)} = 2447.5 \text{ mm}$ **Usar: 2448 mm** < 4600mm

Ancho de Faja para momento negativo:

S = 3250 mm

$W_{M(-)} = 1220.0 + 0.25(3250)$

$W_{M(-)} = 2032.5 \text{ mm}$ **Usar: 2033 mm** < 4600 mm

Entonces se diseñará las fajas transversales primarias como se menciona en el Art. 3.6.1.3.3 para las ruedas de eje del camión de 145.000 N

La configuración de los modelos a utilizar son los siguientes:

Un carril cargado:

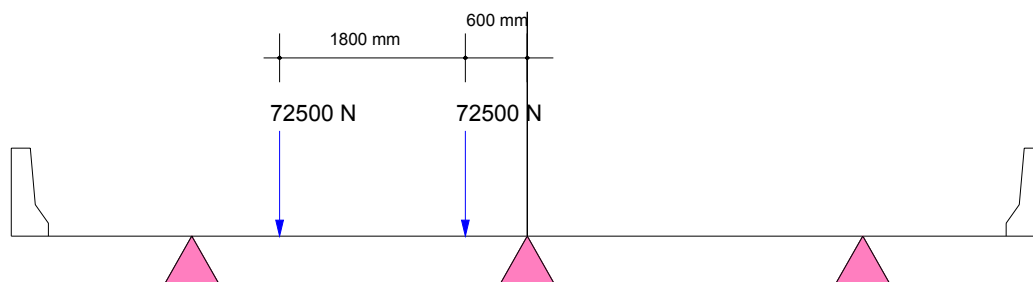


Figura V - 11: Modelo Estructural para un carril cargado

Dos carriles cargados:

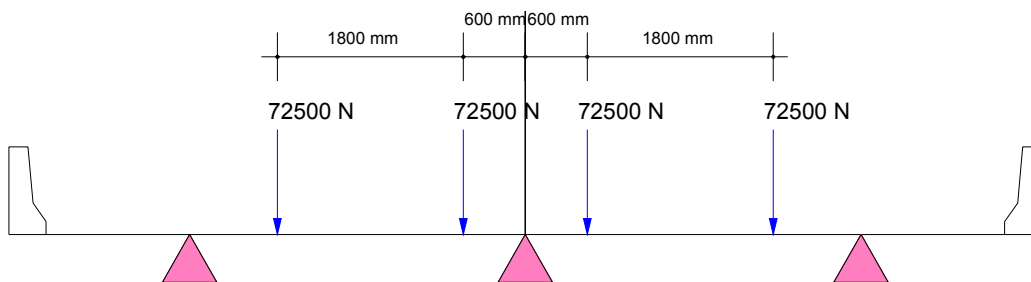


Figura V - 12: Modelo estructural para dos carriles cargados

De los modelos que se presentan arriba se elegirán aquellos con resultados de máximo momento en N-mm, los cuales estarán afectados por los factores de presencia múltiple correspondiente, pero no estarán afectados por el incremento por carga dinámica:

Apéndice:

A4. Tabla para diseño de Losas de Tablero

La Tabla A4-1 se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla:

- Los momentos se calculan usando el método de la faja equivalente como se aplica a losas de hormigón apoyadas en vigas paralelas.
- Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.
- Ver el Artículo 4.6.2.1.6 para la distancia entre el centro de las vigas y la ubicación de las secciones de diseño para momentos negativos en el tablero. Para distancias diferentes a las listadas en la Tabla A4-1 se puede interpolar.

- Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores es mayor o igual que 4200 mm.
- Los momentos representan el límite superior para los momentos en las regiones interiores de la losa y, para cualquier separación específica entre vigas, se tomarán el máximo valor calculado, asumiendo diferente número de vigas en la sección transversal del puente. Para cada combinación de separación entre vigas y número de vigas se consideraron los dos casos de vuelo siguientes:

(a) Mínimo ancho de vuelo total igual a 530 mm medido a partir del centro de la viga exterior, y

(b) Máximo ancho de vuelo total igual al menor valor entre 0,625 veces la separación de las vigas y 1800 mm

Para determinar el ancho libre de vuelo se utilizó un sistema de baranda de 530 mm de ancho. Para sistemas de baranda de diferente ancho se anticipa que la diferencia en los momentos en las regiones interiores del tablero estará dentro de los límites aceptables para el diseño práctico.

- Los momentos no se aplican a los vuelos del tablero ni a las regiones adyacentes del tablero que se deben diseñar considerando los requisitos del Artículo A13.4.1.

$$S = 3250 \text{ mm}$$

$$1/4b_f = 100 \text{ mm} \quad \text{Sección de diseño } M(-)$$

Momento positivo tabla A4-1:

$$M_{cv(+)} = 32930 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

Momento negativo tabla A4-1:

$$M_{cv(-)} = -34292 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

Resumen de Momentos por Carga Viva:

	DISTANCIA	0	325	650	975	1300	1625	1950	2275	2600	2925	3250
UN CARRIL CARGADO m = 1.20	VANO 1	0	22455936	44911872	56492808	50673744	44854680	39035616	33216552	27397488	-2346576	-
	VANO 2	-36440640	32796576	29152512	25508448	21864384	18220320	14576256	10932192	-7288128	-3644064	0
DOS CARRILES CARGADOS m = 1.00	VANO 1	0	15676560	31353120	37967180	30081240	22195300	14309360	6423420	-1462520	29285960	60734400
	VANO 2	-60734400	-	-1462520	6423420	14309360	22195300	30081240	37967180	31353120	15676560	0

Tabla V - 3: Resumen de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados

Máximo momento positivo sin factorar:

$$M_{cv(+)} = 56492808 \text{ N} - \text{mm}$$

Máximo momento negativo sin factorar:

$$M_{cv(-)} = -60734400 \text{ N} - \text{mm}$$

5.5.4.- MOMENTOS ÚLTIMOS DE DISEÑO:

5.5.4.1. Cálculo del Momento Positivo Factorado:

Por Carga Viva:

El ancho de faja equivalente para momento positivo es.

$$W_{M(+)} = 2448 \text{ mm}$$

De la tabla de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados el máximo momento no factorado positivo es 56'492.808 N –mm para un carril cargado, a la distancia de 975 mm en el Vano 1. El máximo momento por carga viva factorado es:

$$Mu_{CV(+)} = \gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \frac{56492808}{W_{m(+)}} = 1.75 \cdot (1 + 33) \frac{56492808}{2448}$$

Mu_{CV(+)} = 53712 N-mm / mm

De la tabla A4-1 el momento positivo por milímetro incluido el incremento por carga dinámica es 32930 N – mm /mm entonces:

$$Mu_{CV(+)} = \gamma_{LL} \cdot 32940 \text{ N – mm / mm}$$

$$\mathbf{Mu_{CV(+)} = 57645 \text{ N-mm / mm}}$$

Por Carga Muerta:

Basado en el cuadro de resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados, los máximos momentos no factorados positivos por Carga Muerta de la Losa + Parapeto y Capa de Rodadura son:

	Max (+)	Max (-)
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	1507	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	451	-1041

Tabla V - 4: Momentos máximos positivos y negativos

$$Mu_{CM(+)} = \left[\gamma_{pDCmax} \left(1507 \frac{Nmm}{mm} \right) + \gamma_{pDWmax} \left(451 \frac{Nmm}{mm} \right) \right]$$

$$Mu_{CM(+)} = 2560 \text{ N-mm/mm}$$

El momento total positivo de diseño es:

$$Mu_{total(+)} = 53712 + 2560$$

$$Mu_{total(+)} = 56272 \text{ N-mm/mm} \quad (5.74 \text{ ton- m/ m})$$

5.5.4.2. Cálculo del Momento Negativo Factorado:

Art. 4.6.2.1.6 Cálculo de Solicitaciones:

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, se puede tomar de la siguiente manera:

- Para vigas de acero y madera – un cuarto del ancho de ala a partir del eje del apoyo.

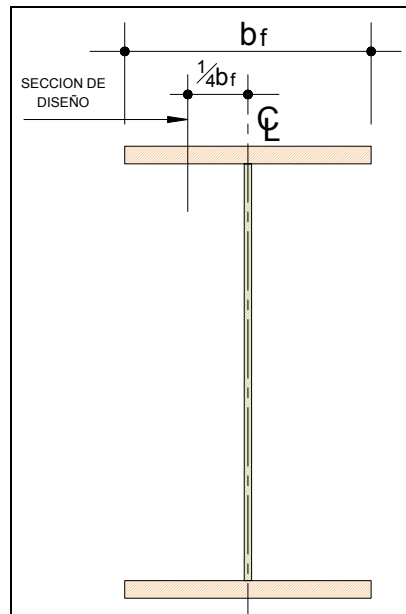


Figura V - 13: Sección de diseño para momentos negativos

Se asume:

$$b_f = 400 \text{ mm}$$

$$1/4b_f = 100 \text{ mm}$$

Por Carga Viva:

El ancho de faja equivalente para momento negativo es.

$$W_{M(-)} = 2033 \text{ mm}$$

De la tabla de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados el mínimo momento negativo no factorado es -60734400 N –mm para dos carriles cargados, a la distancia de 0 mm en el vano 2. El máximo momento por carga viva factorado es:

$$Mu_{CV(-)} = \gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \frac{-60734400}{W_{m(-)}} = 1.75 \cdot (1 + 33) \frac{-60734400}{2033}$$

$$Mu_{CV(-)} = -69532 \text{ N-mm / mm}$$

De la tabla A4-1 el momento negativo por milímetro incluido el incremento por carga dinámica es -34292 N – mm /mm entonces:

$$Mu_{CV(-)} = \gamma_{LL} * -34292 \text{ N – mm / mm}$$

$$Mu_{CV(+)} = -60011 \text{ N-mm / mm}$$

Por Carga Muerta:

Basado en el cuadro de resumen de Momentos por Carga Muerta no Factorados, los máximos momentos no factorados negativos por Carga Muerta de la Losa, Baranda y Capa de Rodadura son:

	Max (+)	Max (-)
CARGA MUERTA LOSA + PARAPETO	1507	-7210
CARGA MUERTA CAPA DE RODADURA	451	-1041

$$M_{u_{CM(-)}} = \left[\gamma_{pDCmax} \left(-7210 \frac{Nmm}{mm} \right) + \gamma_{pDWmax} \left(-1041 \frac{Nmm}{mm} \right) \right]$$

$$M_{u_{CM(-)}} = -10574 \text{ N-mm/mm}$$

El momento total negativo de diseño es:

$$M_{u_{total(-)}} = (-60011) + (-10574)$$

$$M_{u_{total(-)}} = -70585 \text{ N-mm/mm} \quad (7.20 \text{ ton-m/m})$$

Resumen de Momentos Últimos de Diseño				
Mutotal (+)	56272	N-mm/mm	5.74	ton – m/m
Mutotal (-)	-70585	N-mm/mm	7.20	ton – m/m

Tabla V - 5: Resumen de Momentos últimos de Diseño

5.5.5.- ARMADURAS:

Se utilizará la teoría de última resistencia de Hormigón Armado, que se puede encontrar en cualquier texto de dicha materia, para el cálculo de la armadura y su respectivo espaciamiento.

DISEÑO PARA FLEXION POSITIVA EN LOSA

ϕ_f	= 0.9		factor de resistencia Art. 5.5.4.2
b	= 1	mm	ancho asumido
h	= 200	mm	espesor de losa en tramo
ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
fy	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	= 56272	mm/mm	Momento último positivo
db	= 14	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	= 153.9	mm ²	
de	= 168	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$R_n = \frac{M_{u_{total(+)}} * 1mm}{(\phi_f * b * de^2)}$$

$$\rho = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 f'c}} \right)$$

$$A_s = 0.93 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 165 \text{ mm} \quad \text{aprox} \quad 150$$

Usar:

1	ϕ 14	@	0.150	m
---	-----------	---	-------	---

Art. 5.7.3.3 Límite para las Armaduras:

Art. 5.7.3.3.1 Armadura Máxima:

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{de} \leq 0.42$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

de = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la ecuación enunciada la sección se deberá considerar sobrearmada.

Art. 5.7.2.2 Distribución Rectangular de las Tensiones

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de **0,85f_c** en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia

a = β₁c a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor **β₁** se deberá tomar como **0,85** para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β₁ se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β₁ no podrá ser menor que 0,65.

Art. 5.4.2.6 Módulo de Rotura

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r, en Mpa se puede tomar como:

Para hormigones de densidad normal:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}$$

$$T = \text{Área de varilla} \cdot f_y$$

$$T = 153.9 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} = 64638 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'c \cdot \text{espaciamiento}} = \frac{64638}{0.85 \cdot 28 \cdot 150}$$

$$a = 18.106 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 21.2 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{de} = \frac{21.2}{168} = 0.126$$

$$0.13 \leq 0.42 \quad \text{ok}$$

DISEÑO PARA FLEXION NEGATIVA EN LOSA

ϕ_f	= 0.9		factor de resistencia Art. 5.5.4.2
b	= 1	mm	ancho asumido
h	= 200	mm	espesor de losa en tramo
ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
f _y	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo

M _{total (-)}	= 70585	mm/mm	Momento último negativo
db	= 16	mm	diámetro de la varilla asumido

Área de varilla	= 201.1	mm ²	
de	= 167	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$R_n = 2.81 \text{ N/mm}^2 \quad R_n = \frac{M_{u \text{ total}(-)} \cdot 1 \text{ mm}}{(\phi_f \cdot b \cdot de^2)}$$

$$\rho = 0.0071 \quad \rho = 0.85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 f'c}} \right)$$

$$A_s = 1.19 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 168 \text{ mm} \quad \text{aprox} \quad 150$$

Usar:

1	φ 16	@	0.150	m
---	------	---	-------	---

Chequeo del máximo refuerzo límite:

$$T = \text{Área de varilla} \cdot f_y$$

$$T = 201.1 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ Mpa} = 84462 \text{ N}$$

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c \cdot \text{espaciamiento}} = \frac{84462}{0.85 \cdot 28 \cdot 150}$$

$$a = 23.70 \text{ mm} = 54.0 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 27.83 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{de} = \frac{27.83}{167} = 0.167$$

$$0.17 \leq 0.42 \quad \text{ok}$$

Diseño por Flexión en el Volado:

Art. A13.4 Diseño de los Voladizos del Tablero

Art. A13.4.1 Casos de Diseño:

Los vuelos del tablero de un puente se deberán diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño:

- **Caso de Diseño 1:** fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el Artículo A13.2 – Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo
- **Caso de Diseño 2:** fuerzas verticales especificadas en el Artículo A13.2 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo
- **Caso de Diseño 3:** cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el Artículo 3.6.1 – Estado Límite de Resistencia

Art. A13.4.2 Tableros que soportan Parapetos de Hormigón

Para el Caso de Diseño 1, el tablero del puente se puede diseñar para proveer una resistencia flexional, M_s , en Nmm/mm, que actuando conjuntamente con la fuerza de tracción T en N/mm aquí especificada sea mayor que la M_c del

parapeto en su base. La fuerza de tracción axial, T , se puede tomar de la siguiente manera:

$$T = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (\text{A13.4.2-1})$$

donde:

R_w = resistencia del parapeto especificada en el Artículo A13.3.1 (N)

L_c = longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia (mm)

H = altura del muro (mm)

T = fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (N/mm)

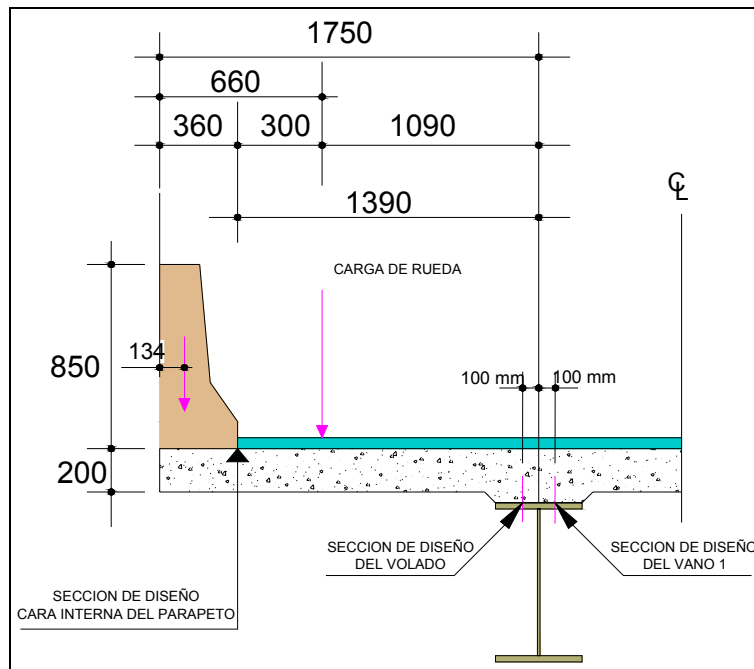


Figura V - 14: Esquema estructural para el Diseño del volado

Diseño del Volado para Fuerzas de Colisión Vehicular Horizontales (Caso 1):

Las fuerzas de colisión vehicular horizontales se chequearán en la cara interna del parapeto, y en la sección de diseño del volado, en un ancho de faja asumido de 1.0 mm

Chequeo en la cara interna del parapeto:

Para estado límite de evento extremo:

$$\phi_{\text{ext}} = 1.0 \quad \text{Art. 1.3.2.1}$$

$$\gamma_{\text{pDC}} = 1.25 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$M_c = 70230 \text{ N-mm/mm} \quad (\text{Diseño del Parapeto Sección Central})$$

$$MDC_{\text{losa}} = \gamma_{\text{pDC}} \cdot 1.0 \cdot \frac{200 \cdot 2.352 \times 10^{-5} \cdot (360)^2}{2}$$

$$MDC_{\text{losa}} = 381 \text{ N-mm/mm}$$

$$W_{\text{parapeto}} = 0.516 \text{ T/m} = 5.06 \text{ N/mm}$$

$$MDC_{\text{parapeto}} = \gamma_{\text{pDC}} \cdot 1.0 \cdot 5.06 \cdot (360 - 134)$$

$$MDC_{\text{parapeto}} = 1430 \text{ N-mm/mm}$$

$$Mu_{\text{total}} = M_c + MDC_{\text{losa}} + MDC_{\text{parapeto}}$$

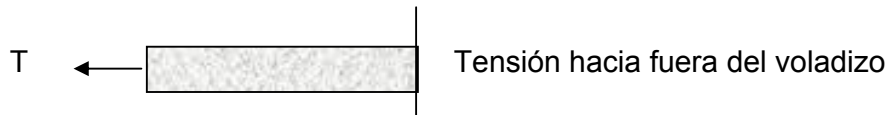
$Mu_{\text{total}} = 72041.00 \text{ N-mm/mm}$
--

$$L_c = 2350 \text{ mm}$$

$$R_w = 270090 \text{ N}$$

$$T = \frac{270090}{2350 + (2 \cdot 850)} = 66.69 \text{ N/mm}$$

$T = 67 \text{ N/mm}$



El espesor de la losa en el voladizo es: $t_v = 200 \text{ mm}$

El área de refuerzo de acero requerido se calcula como sigue:

ϕ_{ext}	= 1		factor de resistencia para evento extremo Art1.3.2.1
B	= 1	mm	ancho asumido
H	= 200	mm	espesor de losa en voladizo
Ri	= 25	mm	recubrimiento inferior
Rs	= 25	mm	recubrimiento superior
f'c	= 28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
Fy	= 420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	= 72041	mm/mm	Momento último positivo
Db	= 16	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	= 201.1	mm ²	
De	= 167	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$Rn = \frac{M_{u\text{ total}(+)} * 1\text{mm}}{(\phi_{ext} * b * de^2)}$$

$$Rn = 2.58 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho = 0.0065 \quad \rho = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 f'c}} \right)$$

$$As = 1.09 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 184 \quad \text{mm} \quad \text{aprox}$$

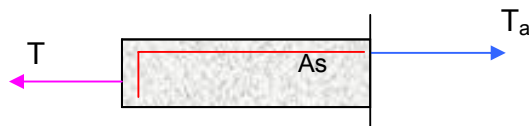
150

Usar:

1	ϕ	16	@	0.150	m
----------	--------	-----------	----------	--------------	----------

$$As_{real} = 1.34 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Una vez conocida el área de acero, se deberá chequear la altura del bloque de compresión:



$$Ta = As * fy = 1.34 * 420$$

$$Ta = 562.97 \text{ N / mm}$$

$$C = Ta - T = 562.97 - 67$$

$$C = 496 \text{ N/mm}$$

$$a = \frac{C}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = 20.84 \text{ mm}$$

$$M_n = T a \left(d_e - \frac{a}{2} \right) - T \left(\frac{d_e}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 83254 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$M_r = \phi_{\text{ext}} * M_n = 83254 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$M_r > M_{u_{\text{total}}} \quad \text{Ok}$
--

Control de Armadura:

$$c = a / \beta_1 = 24.52 \text{ mm}$$

$$c = 25 \text{ mm}$$

$$c / d_e = 0.15$$

$$c / d_e \leq 0.42 \quad \text{Art. 5.7.3.3.1}$$

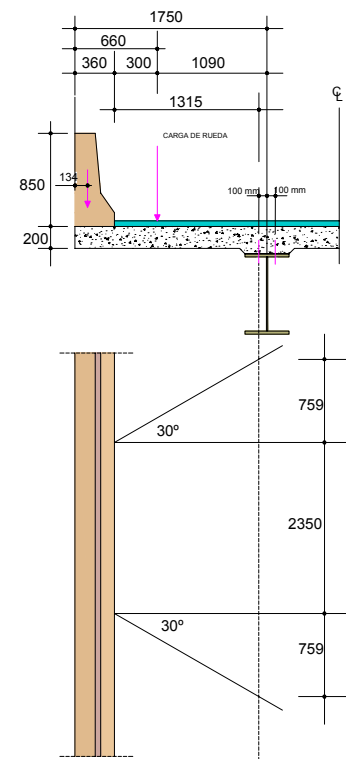
$$0.15 \leq 0.42 \quad \text{Ok.}$$

Chequeo en la sección de diseño del Volado:

$$\gamma_p D_w = 1.50 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$L_c = 2350 \text{ mm}$$

Las fuerzas de colisión están distribuidas sobre una distancia L_c para momento y $L_c + 2H$ para fuerza axial. Cuando la sección de diseño es trasladada a $\frac{1}{4} b_f$ del eje de la viga en el hacia el volado, la longitud de distribución se incrementará. Asumimos un incremento de la longitud de distribución basado en un Angulo de 30 grados desde la cara del parapeto como se muestra en la figura.



$$M_c = 70230 \text{ N-mm/mm} \quad (\text{Diseño del Parapeto Sección Central})$$

$$M_{cB} = \frac{M_c \cdot L_c}{L_c + 2 \cdot 759} = 42668 \text{ N-mm/mm}$$

$$MDC_{losa} = \gamma_p DC \cdot 1.00 \cdot \frac{200 \cdot 2.352E - 5 \cdot (1650)^2}{2}$$

$$MDC_{losa} = 8004 \text{ N-mm/mm}$$

$$MDC_{parapeto} = \gamma_p DC \cdot 1.0 \cdot 5.06 \cdot (1650 - 134)$$

$$MDC_{parapeto} = 9589 \text{ N-mm/mm}$$

$$MDW_{rodadura} = \gamma_p DW \cdot 1.0 \cdot \frac{50 \cdot 2.156E - 5 \cdot (1675 - 360)^2}{2}$$

$$MDW_{rodadura} = 897 \text{ N-mm/mm}$$

$$M_{u\text{total}} = M_{cB} + MDC_{losa} + MDC_{parapeto} + MDW_{rodadura}$$

$$M_{u\text{total}} = 61158 \text{ N-mm/mm}$$

AREA DE REFUERZO PARA VOLADIZO EVENTO EXTREMO

ϕ_{ext}	=	1		factor de resistencia para evento extremo Art. 1.3.2.1
b	=	1	mm	ancho asumido
h	=	200	mm	espesor de losa en voladizo
ri	=	25	mm	recubrimiento inferior
rs	=	25	mm	recubrimiento superior
f'c	=	28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
fy	=	420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	=	61158	N-mm/mm	Momento último positivo
db	=	14	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	=	153.9	mm ²	
de	=	168	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$R_n = \frac{M_{u\text{total}(+)} \cdot 1\text{mm}}{(\phi_f \cdot b \cdot de^2)} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0.0054 \quad \rho = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$A_s = 0.91 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 169 \text{ mm} \quad \text{aprox} \quad 150$$

Usar:

1	ϕ	14	@	0.150	m
---	--------	----	---	-------	---

As real	=	1.0263	mm ²	
Ta	=	431.03	N/mm	Fuerza de Tracción del Acero de Refuerzo
T	=	67	N/mm	Fuerza de Tracción hacia fuera del Voladizo
C	=	364	N/mm	(Ta - T)
a	=	15	mm	longitud del bloque de compresión
Mn	=	64001	N -mm	Momento Nominal =
				$Ta \left(de - \frac{a}{2} \right) - T \left(\frac{de}{2} - \frac{a}{2} \right)$

			N -	
Mr	=	64001	mm/mm	Momento Resistente
Mr	>=	Mutotal	OK	

β_1	=	0.85	
c	=	17.994	(a/ β_1)
c/de	=	0.1071	
c/de	<=	0.42	OK

Diseño del Volado para Carga Muerta y Carga Viva (Caso 3):

Chequeo en la Sección de diseño del Volado:

El factor de resistencia para estado límite de resistencia para flexión y tensión en el concreto es:

$$\phi_{res} = 0.90 \quad \text{Art. 5.5.4.2.1}$$

La faja equivalente para carga viva sobre el volado es:

$$W_{fajavolado} = 1140.0 + 0.833X$$

$$X = 1090 \text{ mm} \quad (\text{distancia entre la carga y el punto de apoyo})$$

$$W_{fajavolado} = \mathbf{2048 \text{ mm}}$$

Se asumirá una faja para carga muerta de 1.0 mm.

Se utilizará un factor de presencia múltiple (m) correspondiente a un carril cargado igual a 1.20

Se utilizará un incremento por carga dinámica de 0.33 en acorde con la tabla 3.6.2.1-1

Los factores de carga en el volado se tomaran como sigue:

$$\gamma_{LL} = 1.75 \quad \text{Tabla 3.4.1-1}$$

$$\gamma_{pDC} = 1.25 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$\gamma_{pDW} = 1.50 \quad \text{Tabla 3.4.1-2}$$

$$MDC_{losa} = \gamma_{pDC} \cdot 1.0 \cdot \frac{200 \cdot 2.352E - 5 \cdot (1650)^2}{2}$$

$$MDC_{losa} = 8004 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$MDC_{parapeto} = \gamma_{pDC} \cdot 1.0 \cdot 5.06 \cdot (1650 - 134)$$

$$MDC_{parapeto} = 9589 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$MDW_{rodadura} = \gamma_{pDW} \cdot 1.0 \cdot \frac{50 \cdot 2.156E - 5 \cdot (1650 - 360)^2}{2}$$

$$MDW_{rodadura} = 1345 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$MLL = \gamma_{LL} \cdot (1 + IM) \cdot (1.20) \left(\frac{72500}{W_{fajavolado}} \right) \cdot 990$$

$$MLL = 97885 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$$

$$Mu_{total} = MDC_{losa} + MDC_{parapeto} + MDW_{rodadura} + MLL$$

$Mu_{total} = 116823 \text{ N} - \text{mm} / \text{mm}$

ϕ_{res}	=	0.9		factor de resistencia para estado límite de resistencia
b	=	1	mm	ancho asumido
h	=	200	mm	espesor de losa en voladizo
ri	=	25	mm	recubrimiento inferior
rs	=	25	mm	recubrimiento superior
f'c	=	28	Mpa	resistencia del hormigón a los 28 días
fy	=	420	Mpa	límite de fluencia del acero de refuerzo
Mutotal (+)	=	116823	N-mm/mm	Momento último positivo
db	=	22	mm	diámetro de la varilla asumido
Área de varilla	=	380.1	mm ²	
de	=	164	mm	peralte efectivo (h - ri - db)

$$Rn = \frac{M_{utotal(+)} \cdot 1\text{mm}}{(\phi_f \cdot b \cdot de^2)} = 4.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0.0130 \quad \rho = 0.85 \frac{f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn}{0.85 f'c}} \right)$$

$$A_s = 2.13 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 179 \text{ mm} \quad \text{aprox}$$

150

Usar:

1	ϕ	22	@	0.150	m
----------	--------	-----------	----------	--------------	----------

$$A_{s \text{ real}} = 2.5342 \text{ cm}^2$$

$$T_a = 1064.4 \text{ N/mm}$$

$$T = 67 \text{ N/mm}$$

$$C = 997 \text{ N/mm}$$

$$a = 42 \text{ mm}$$

Fuerza de Tracción del Acero de Refuerzo

Fuerza de Tracción hacia fuera del Voladizo

(T_a - T)

longitud del bloque de compresión

$$\text{Momento Nominal} = T_a \left(d_e - \frac{a}{2} \right) - T \left(\frac{d_e}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 148165 \text{ N-mm/mm}$$

$$M_r = 133348 \text{ N-mm/mm} \quad \text{Momento Resistente}$$

$$M_r \geq M_n \quad \text{OK}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$c = 49.302 \text{ (a}/\beta_1\text{)}$$

$$c/d_e = 0.3006$$

$$c/d_e \leq 0.42 \quad \text{OK}$$

En vista de que el área de acero para el diseño por carga muerta y carga viva es mayor que en los dos chequeos anteriores se adoptará esta armadura para el voladizo del tablero:

1 ϕ 22mm @ 0.15 m

Armadura de Distribución Inferior

Art. 9.7.3.2 Armadura de Distribución:

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el Artículo 9.7.2.3 (mm)

$$S = 3050 \text{ mm}$$

$$\%As = \frac{3840}{\sqrt{3050}} \leq 67\%$$

$$\%As = 70\% \Rightarrow$$

$$\%As = 67\%$$

La armadura para resistir el momento positivo es de **1φ14 @ 0.15 m**

$$\text{Área de la varilla} = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$As = 380.1/150 = 1.026 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\%As = 0.67 \cdot 2.53 = 0.688 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Entonces:

$$db = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Área de la varilla} = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 153.94/0.688 = 224 \text{ mm}$$

Usar: 1φ14mm @ 0.20 m

Armadura de Contracción y Temperatura:

Art. 5.10.8 Armadura de Contracción y Temperatura:

Art. 5.10.8.1 Requisitos Generales

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural.

Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada.

Art. 5.10.8.2 Componentes de menos de 1200mm de espesor

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado.

Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq 0,1 \cdot 0.75 f_y \quad (5.10.8.2-1)$$

donde:

A_g = área bruta de la sección (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)

El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras; sin embargo, en los elementos de menos de 150 mm espesor, el acero se puede colocar en una sola capa. La separación de la armadura de contracción y temperatura no deberá ser mayor que 3,0 veces el espesor del componente ó 450 mm.

$$A_g = 200\text{mm} \cdot 1\text{mm/mm} = 200 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$0.75 \cdot (200/420) = 0.36 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 0.36 / 2_{(\text{caras})} = 0.18 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$d_b = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Area de varilla} = 113.1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 200 \text{ mm}$$

$$A_s = 113.1 / 200 = 0.57 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$0.57 \text{ mm}^2 / \text{mm} > 0.18 \text{ mm}^2 / \text{mm} \quad \mathbf{OK}$$

Usar: 1φ12mm @ 0.20m

5.6.- CÁLCULO DE VIGAS

5.6.1.- DATOS INICIALES PARA EL DISEÑO COMPUESTO

Se usarán vigas metálicas de alma llena y trabajarán en conjunto con el tablero. Se trata entonces de una sección compuesta y estará acorde con los requerimientos del Art. 6.10.1.1

Donde las limitaciones de peralte o deflexión no controlen el diseño, es generalmente más efectivo en cuanto al costo usar un mayor espaciamiento entre vigas.

Una regla general basada en ediciones previas de la Especificaciones AASHTO, es usar un espaciamiento máximo entre diafragmas de 7600 mm.

La distancia entre el inicio de la viga y el rigidizador de apoyo deberá ser tal que permita ubicar adecuadamente la placa de neopreno; aproximadamente de 250 – 300 (mm.).

$$\begin{aligned}
 N_{\text{vanos}} &= 1 && \text{Número de Vanos} \\
 L &= 60000 \text{ mm} && \text{Longitud del Vano} \\
 t_w &= 10 \text{ mm} && \text{Espesor del Alma Adoptado} \\
 L_c &= L - 2(300 + (t_w/2))
 \end{aligned}$$

$L_c = 59390 \text{ mm}$ Luz de Cálculo

$$\begin{aligned}
 N_v &= 3 && \text{Número de vigas} \\
 S_v &= 3250 \text{ mm} && \text{Distancia centro a centro entre vigas.} \\
 t &= 200 \text{ mm} && \text{Espesor del Tablero} \\
 F_y &= 345 \text{ Mpa} && \text{Acero Estructural Vigas} \\
 f'_c &= 28 \text{ Mpa} && \text{Hormigón del Tablero} \\
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} && \text{Módulo de Elasticidad Acero Art. 6.4.1} \\
 E_c &= 0.043 \cdot (\gamma_c^{1.5}) \cdot \sqrt{f'_c} && \text{Art. 5.4.2.4} \\
 \gamma_c &= 2400 \text{ kg/m}^3 && \text{Peso específico del hormigón en kg/m}^3 \\
 E_c &= 26752 \text{ Mpa} && \text{Módulo de Elasticidad Hormigón} \\
 n &= 8.0 && \text{Relación de Módulos de Elasticidad}
 \end{aligned}$$

Las vigas serán diseñadas para los siguientes Estados Límites: Resistencia I, Servicio I y Fatiga.

Factores y Combinaciones de Carga:

COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA								
ESTADO LÍMITE	FACTORES DE CARGA							
	DC		DW		LL	IM	WS	WL
	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.				
RESISTENCIA I	1.25	0.9	1.5	0.65	1.75	1.75	-	-
RESISTENCIA III	1.25	0.9	1.5	0.65	-	-	1.4	-
RESISTENCIA V	1.25	0.9	1.5	0.65	1.35	1.35	0.4	1
SERVICIO I	1	1	1	1	1	1	0.3	1
SERVICIO II	1	1	1	1	1.3	1.3	-	-
FATIGA	-	-	-	-	0.75	0.75	-	-

Tabla V - 6: Combinaciones y Factores de Carga para Estados Límites a Diseñar

Factores de Resistencia:

FACTORES DE RESISTENCIA		
MATERIAL	TIPO DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA (ϕ)
ACERO ESTRUCTURAL	FLEXION	$\phi_f = 1.00$
	CORTE	$\phi_v = 1.00$
	COMPRESIÓN AXIAL	$\phi_c = 0.90$
	APOYO	$\phi_b = 1.00$
HORMIGON ARMADO	FLEXION Y TENSION	$\phi_f = 0.90$
	CORTE Y TORSION	$\phi_v = 0.90$
	COMPRESION AXIAL	$\phi_a = 0.75$
	COMPRESION CON FLEXION	$\phi = 0.75$ a 0.90 (interpolación lineal)

Tabla V - 7: Factores de Resistencia para Acero Estructural

Art. 3.6.1.1.2 Presencia de Múltiples Sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, las solicitaciones se deberán dividir por 1,20.

C. 3.6.1.1.2

Los factores de presencia múltiple están incluidos en las ecuaciones aproximadas para factores de distribución de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 tanto para un único carril cargado como para múltiples carriles cargados. Las ecuaciones se basan en la evaluación de diferentes combinaciones de carriles cargados con sus correspondientes factores de presencia múltiple, y su intención es considerar el caso más desfavorable posible.

Cuando los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 especifican el uso de la ley de momentos, el Ingeniero debe determinar el número y la ubicación de los vehículos y carriles y, por lo tanto, debe incluir el factor de presencia múltiple. En otras palabras, si se requiere un diagrama para determinar la distribución de las cargas, el Ingeniero tiene la responsabilidad de incluir factores de presencia múltiple y de seleccionar el caso más desfavorable posible. El factor 1,20 de la Tabla 1 ya está incluido en las ecuaciones aproximadas y se debería eliminar para investigar la fatiga.

Incremento por Carga Dinámica (IM):

Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

5.6.2.- CARGAS

Antes de iniciar el cálculo, se debe hacer una comparación de carga muerta y viva entre las vigas interior y exterior.

Asumimos que la viga mas solicitada es la viga interior

- **Carga Muerta**

$$\text{Peso del Tablero} = 200 \times 3250 \times 2.352\text{E-}5 = 15.288 \text{ N/mm}$$

$$\text{Peso de Cartelas} = 500 \times 50 \times 2.352\text{E-}5 = 0.588 \text{ N/mm}$$

$$\text{Peso de Viga Metálica} = \underline{6.174 \text{ N/mm}}$$

$W_{CM} =$	$=$	22.05 N/mm
------------	-----	-------------------

▪ Carga Viva

Art. 3.6.1.2 Sobrecarga Vehicular de Diseño:

Art. 3.6.1.2.1 Requisitos Generales:

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como **HL-93**, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

A excepción de las modificaciones especificadas en el Artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tandem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Art. 3.6.1.3 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño

A menos que se especifique lo contrario, la solicitud extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitud debida al tandem de diseño combinada con la solicitud debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitud debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la solicitud debida a la carga del carril de diseño.

Los ejes que no contribuyen a la solicitud extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitudes extremas. El camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

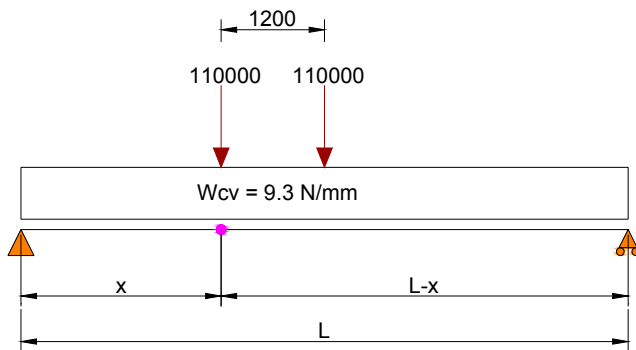
A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

Sobrecarga.

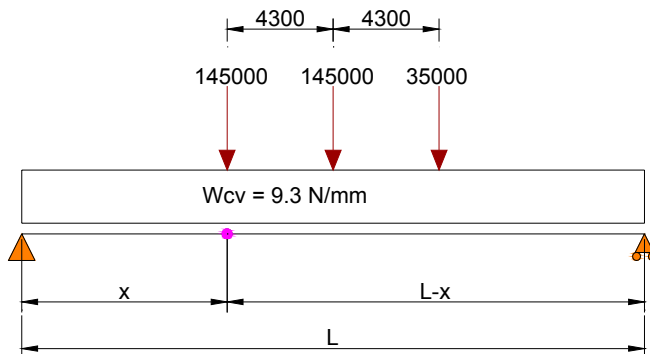
HL-93

Carga de Carril de Diseño: 9.3 N/mm

Tandem:



Camión:



Cargas de Contracción y Temperatura:

Una vez fundido el concreto a la par sucede el fenómeno de la contracción y secado y el hormigón comienza a ganar resistencia.

Si el hormigón alcanza resistencia, las secciones metálicas y hormigón comienzan a trabajar en conjunto, es decir son una sección compuesta.

En cambio el fenómeno de contracción continúa a través del tiempo.¹

Se puede decir entonces que la contracción actúa en la sección compuesta.

La contracción es una deformación, por lo que podemos establecer que esta deformación es el producto de la acción de una carga P.

Si recurrimos al esfuerzo – deformación podemos obtener que:

$$\sigma = E * \varepsilon$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Igualando las dos ecuaciones anteriores tenemos:

$$P = A * E * \varepsilon$$

ε_t	Deformación unitaria por dilatación térmica
$\varepsilon_t =$	1,08E-05 / °C
ε_s	Deformación unitaria por contracción
$\varepsilon_s =$	2,00E-04
Δt	Variación de temperatura
$\Delta t =$	15,0 °C
ε_{total}	Deformación total por contracción y temperatura
$\varepsilon_{total} =$	$\varepsilon_t * \Delta t + \varepsilon_s = (1,08E-05 * 15) + 2,00E-04 = \mathbf{3,62E-04}$
A_{hn}	Área de hormigón sección n
A_{hn}	$B * t / n = (2400 * 200) / 8 = \mathbf{60000 \text{ mm}^2}$
P_{s+t}	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de
E_c	26752 Mpa (Módulo de Elasticidad Hormigón Art. 5.4.2.4)
P_{s+t}	$60000 * 26752 * 3,62E-04 = \mathbf{581053 \text{ N}}$

Tabla V - 8: Cálculo de Cargas por Contracción y Temperatura

¹ Ver Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado T. Y. Lin Pg.

5.6.3.- CÁLCULO DE MOMENTOS

5.6.3.1.- Momentos de Carga Muerta

La viga deberá ser diseñada para resistir los efectos de carga muerta, como también otros efectos de carga. Los componentes de carga muerta consisten de algunas cargas que son resistidas por sección no compuesta (metálica), como también de otras cargas que son resistidas por la sección compuesta. Adicionalmente, algunas cargas muertas son factoradas con el factor de carga DC, y otras con el factor de carga DW.

A continuación se presenta una tabla de resumen con las cargas muertas que deberán ser incluidas para el diseño de la viga con su respectiva sección resistente:

COMPONENTES DE CARGA MUERTA		
RESISTIDO POR	TIPO DE FACTOR DE CARGA	
SECCIÓN NO COMPUESTA (METÁLICA)	DC	DW
	VIGA METÁLICA TABLERO CARTELAS	
SECCIÓN COMPUESTA	PARA PETO DE HORMIGÓN	CAPA DE RODADURA

Tabla V - 9: Discriminación de los componentes de carga muerta

Según el Art. 4.6.2.2.1 las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros.

Para los parapetos de hormigón la carga muerta por unidad de longitud es calculada como sigue, asumiendo que la carga superpuesta de los dos parapetos es distribuida uniformemente entre todas las vigas:

$$w_{\text{parapeto}} = 5.057 \text{ N/mm} \quad N_{\text{vigas}} = 3$$

$$w_p = 5.057 \cdot \frac{2}{3}$$

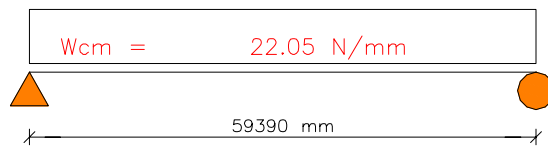
$w_{pp} = 3.371 \text{ N/mm} \quad (\text{carga posterior parapeto})$

Para calcular la carga muerta por unidad de longitud de la capa de rodadura se procede de manera similar al parapeto:

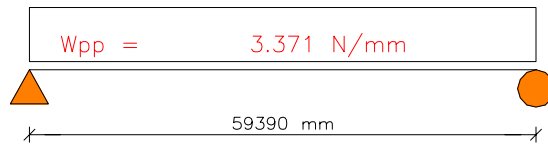
$$W_{\text{caparodadura}} = 50 \cdot 9280 \cdot 2.156\text{E-}5 = 10.004 \text{ N/mm} \div 3$$

$W_{\text{pcr}} = 3.335 \text{ N/mm}$ (carga posterior c. rodadura)

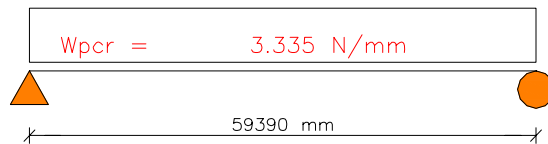
Modelos Estructurales:



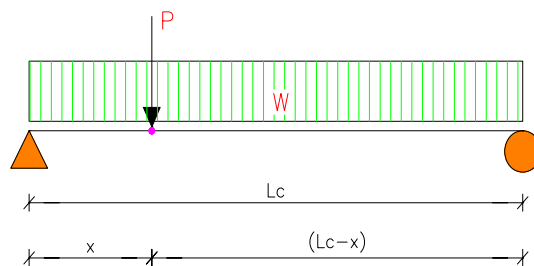
Carga Muerta por Viga



Carga Posterior por Viga
(parapeto)



Carga Posterior por Viga (capa
de rodadura)



$$M_x = \frac{W \cdot x}{2} \cdot (L_c - x) \quad \text{Carga Distribuida} :$$

$$M_x = \frac{(L_c - x)}{L_c} \cdot P \cdot x \quad \text{Carga Puntual}$$

Momentos por Carga Muerta y Cargas Posteriores:

Wcm	22.05	N/mm
Wpp	3.371	N/mm
Wpcr	3.335	N/mm
Lc	59390	mm

		x (m)	Mcm (N-mm)	Mpp (N-mm)	Mpcr (N-mm)
0.000	Lc	0.0	0	0	0
0.025	Lc	1484.8	947872390	144910559	143363012
0.050	Lc	2969.5	1847135939	282389807	279374075
0.075	Lc	4454.3	2697790648	412437745	408033189
0.100	Lc	5939.0	3499836516	535054372	529340353
0.125	Lc	7423.8	4253273544	650239688	643295568
0.150	Lc	8908.5	4958101731	757993693	749898833
0.175	Lc	10393.3	5614321078	858316388	849150149
0.200	Lc	11878.0	6221931584	951207772	941049516
0.225	Lc	13362.8	6780933250	1036667845	1025596934
0.250	Lc	14847.5	7291326075	1114696608	1102792402
0.275	Lc	16332.3	7753110060	1185294060	1172635921
0.300	Lc	17817.0	8166285205	1248460201	1235127490
0.325	Lc	19301.8	8530851508	1304195031	1290267110
0.350	Lc	20786.5	8846808972	1352498551	1338054781
0.375	Lc	22271.3	9114157594	1393370760	1378490502
0.400	Lc	23756.0	9332897377	1426811658	1411574274
0.425	Lc	25240.8	9503028318	1452821245	1437306097
0.450	Lc	26725.5	9624550420	1471399522	1455685970
0.475	Lc	28210.3	9697463680	1482546488	1466713895
0.500	Lc	29695.0	9721768101	1486262144	1470389869

Tabla V - 10: Resumen de momentos por carga muerta y cargas posteriores

5.6.3.1.- MOMENTOS DE CARGA VIVA + IM

La viga también deberá ser diseñada para resistir los efectos de carga viva, la sobrecarga a utilizarse es HL – 93 como se especificó anteriormente. El incremento por carga dinámica se lo tomara como sigue:

$$IM = 0.33$$

El factor de distribución **g** para momento por carga viva de una viga interior se calculará como sigue:

Art. 4.6.2.2 Puentes de Viga y Losa

Art. 4.6.2.2.1 Aplicación:

A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tráfico, es decir, generalmente a la sección compuesta. El parámetro de rigidez longitudinal, k_g se deberá tomar como:

$$k_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

donde

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

y donde:

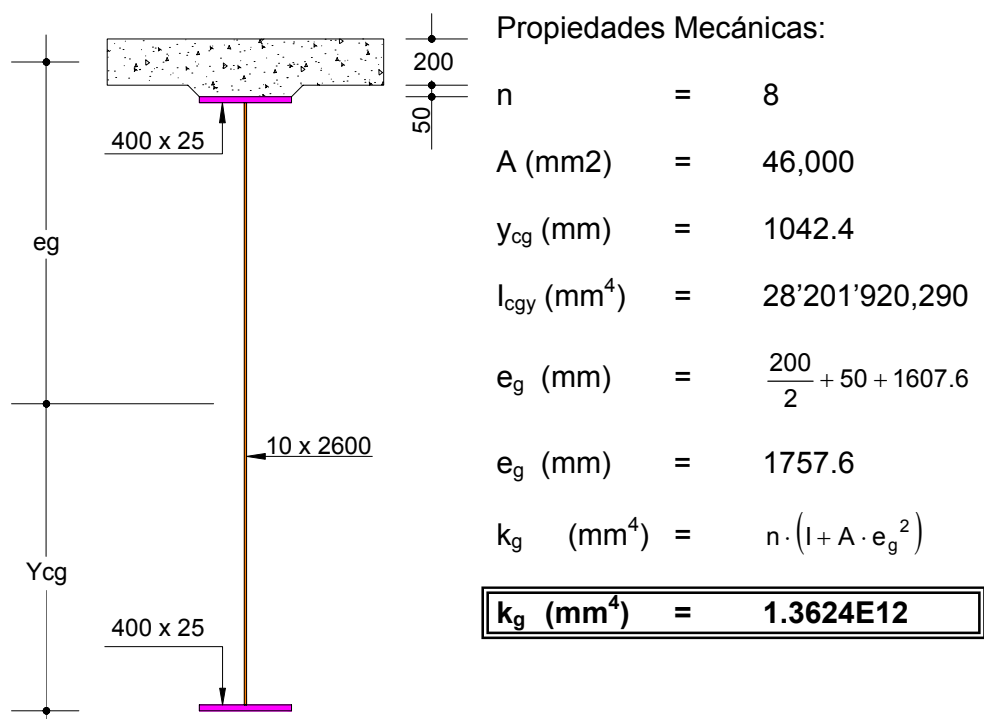
k_g parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

A Área de la viga (correspondiente a la viga no compuesta) (mm^2)

I Inercia de la viga (viga no compuesta) (mm^4)

e_g distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

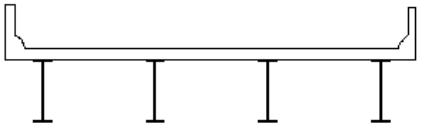
Entonces:



Después de haber calculado el parámetro de rigidez longitudinal usaremos la Tabla 4.6.2.2.1-1 para encontrar a que literal corresponde la sección transversal de nuestra superestructura.

Si la sección transversal de nuestra superestructura no corresponde a ninguna sección ilustrada en la tabla 4.6.2.2.1-1, entonces el puente deberá ser analizado como se especifica en el Art. 4.6.3

Tabla 4.6.2.2.1-1 – Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)

Una vez conocido la sección transversal correspondiente utilizaremos la Tabla 4.6.2.2.2b – 1 para calcular los factores de distribución para momento.

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero y hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Chequeamos el rango de aplicabilidad como sigue:

$1100 \leq S \leq 4900$	$S = 3250 \text{ mm}$	OK
$110 \leq t_s \leq 300$	$t_s = 200 \text{ mm}$	OK
$6000 \leq L \leq 73000$	$L = 60000 \text{ mm}$	OK
$N_b = 3$	$N_b = 3$	OK
$4E9 \leq k_g \leq 3E12$	$k_g = 1.36E12 \text{ mm}^4$	OK

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{k_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{un carril cargado}$$

$$g = \mathbf{0.474 \text{ carriles}} \quad \mathbf{\text{un carril cargado}}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{dos carriles cargados}$$

$$g = \mathbf{0.738 \text{ carriles}} \quad \mathbf{\text{dos carriles cargados}}$$

Para obtener el momento de carga viva por viga es necesario dividir el momento por carga viva por vía para dos (dos ejes longitudinales), multiplicar por el factor de distribución **g**, por el incremento por carga dinámica correspondiente y adicionarle el efecto que produce la carga de carril:

$$M_{cv+IM} = \frac{M_{cv} / \text{via}}{2} \cdot g \cdot IM + M_{\text{carga carril}}$$

En el caso del camión de diseño se definen dos posiciones que son las que pueden producir más efecto de momento:

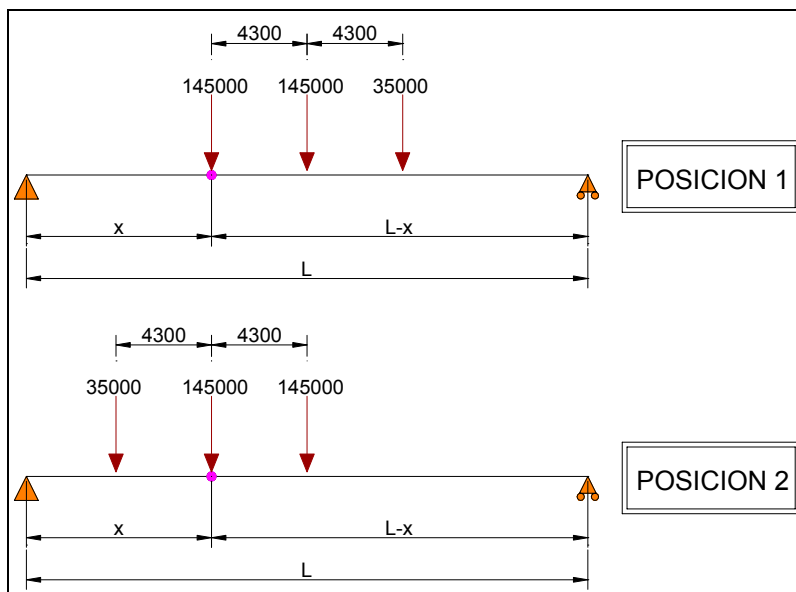


Figura V - 15: Posiciones más críticas para la obtención del momento por carga viva

W	9.3	N/mm	TANDEM		
Lc	59390	Mm	Pe	110000	N
G	0.738	Carriles	CAMION		
No	2	Vías	P1	145000	N
IM	1.33		P2	35000	N

		x (m)	CARGA DE CARRIL (N-mm/vía)	TANDEM (N-mm/vía)	CAMION (N-mm/vía)		MAYOR MOMENTO (N-mm/vía)	Mc _v + IM (N/mm / vía)	
					POS 1	POS 2			
0.000	Lc	0.0	0	0	0	-	0	0	POS ₁
0.025	Lc	1484.8	399782913	315178875	447367656	-	447367656	619337537.4	POS ₁
0.050	Lc	2969.5	779064138	614025500	870608125	-	870608125	1206332487	POS ₁
0.075	Lc	4454.3	1137843675	896539875	1269721406	1153083906	1269721406	1760984849	POS ₁
0.100	Lc	5939.0	1476121524	1162722000	1644707500	1539357500	1644707500	2283294624	POS ₁
0.125	Lc	7423.8	1793897685	1412571875	1995566406	1901503906	1995566406	2773261810	POS ₁
0.150	Lc	8908.5	2091172159	1646089500	2322298125	2239523125	2322298125	3230886410	POS ₁
0.175	Lc	10393.3	2367944945	1863274875	2624902656	2553415156	2624902656	3656168421	POS ₁
0.200	Lc	11878.0	2624216042	2064128000	2903380000	2843180000	2903380000	4049107845	POS ₁
0.225	Lc	13362.8	2859985452	2248648875	3157730156	3108817656	3157730156	4409704681	POS ₁
0.250	Lc	14847.5	3075253175	2416837500	3387953125	3350328125	3387953125	4737958930	POS ₁
0.275	Lc	16332.3	3270019209	2568693875	3594048906	3567711406	3594048906	5033870591	POS ₁
0.300	Lc	17817.0	3444283556	2704218000	3776017500	3760967500	3776017500	5297439664	POS ₁
0.325	Lc	19301.8	3598046214	2823409875	3933858906	3930096406	3933858906	5528666150	POS ₁
0.350	Lc	20786.5	3731307185	2926269500	4067573125	4075098125	4075098125	5731243092	POS ₁
0.375	Lc	22271.3	3844066468	3012796875	4177160156	4195972656	4195972656	5903323969	POS ₁
0.400	Lc	23756.0	3936324064	3082992000	4262620000	4292720000	4292720000	6043062258	POS ₁
0.425	Lc	25240.8	4008079971	3136854875	4323952656	4365340156	4365340156	6150457959	POS ₁
0.450	Lc	26725.5	4059334191	3174385500	4361158125	4413833125	4413833125	6225511073	POS ₂
0.475	Lc	28210.3	4090086722	3195583875	4374236406	4438198906	4438198906	6268221600	POS ₂
0.500	Lc	29695.0	4100337566	3200450000	4363187500	4438437500	4438437500	6278589538	POS ₂

Tabla V - 11: Cálculo de momentos por carga viva Tándem + Carga de Carril y Camión + Carga de carril.

5.6.4.- CÁLCULO DE CORTES

5.6.4.1 Distribución de Rigidizadores

Los rigidizadores transversales intermedios son utilizados para incrementar la resistencia al corte de la viga.

Como se conoce el corte es mínimo en lugar donde ocurre el máximo momento pero este es máximo en los apoyos. Por lo tanto el cálculo de los rigidizadores intermedios se presentará en un paso posterior.

5.6.4.2.- Cortes por Cargas Permanentes

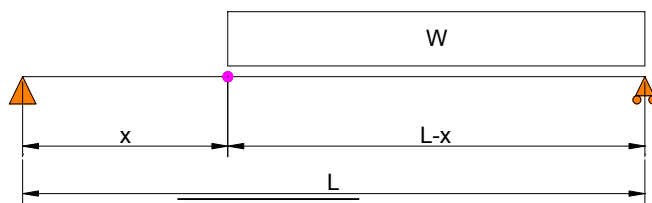
Wcm	22.05	N/mm
Wpp	3.371	N/mm
Wpcr	3.335	N/mm
Lc	59390	mm

		x (m)	Vcm (N)	Vpp (N)	Vpcr (N)
0.000	Lc	0.0	654775	100102	99033
0.025	Lc	1484.8	622036	95097	94081
0.050	Lc	2969.5	589297	90092	89130
0.075	Lc	4454.3	556559	85087	84178
0.100	Lc	5939.0	523820	80081	79226
0.125	Lc	7423.8	491081	75076	74275
0.150	Lc	8908.5	458342	70071	69323
0.175	Lc	10393.3	425604	65066	64371
0.200	Lc	11878.0	392865	60061	59420
0.225	Lc	13362.8	360126	55056	54468
0.250	Lc	14847.5	327387	50051	49516
0.275	Lc	16332.3	294649	45046	44565
0.300	Lc	17817.0	261910	40041	39613
0.325	Lc	19301.8	229171	35036	34661
0.350	Lc	20786.5	196432	30031	29710
0.375	Lc	22271.3	163694	25025	24758
0.400	Lc	23756.0	130955	20020	19807
0.425	Lc	25240.8	98216	15015	14855
0.450	Lc	26725.5	65477	10010	9903
0.475	Lc	28210.3	32739	5005	4952
0.500	Lc	29695.0	0	0	0

Tabla V - 12: Cortantes por cargas permanentes

5.6.4.3.- Corte de Carga Viva + IM

Carga de Carril de Diseño:



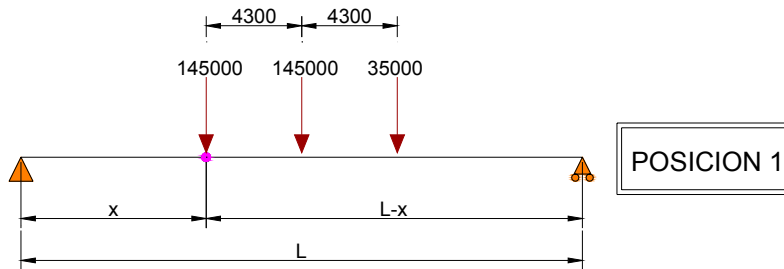
$$V_x = \frac{W}{2Lc} \cdot (Lc - x)^2$$

Tandem:

Para calcular el corte con el TANDEM se utiliza la misma posición que para calcular el momento.

Camión de Diseño:

Para cuando se calcula el Corte con el camión, una sola posición del vehículo dará el corte máximo.



Factor de distribución para Carga Viva por Corte:

Para una viga interior se calcula g y el rango de aplicabilidad es similar que para el momento:

Tabla 4.6.2.2.3a-1 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores:

Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Para un carril cargado:

$$g = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{3250}{7600}$$

$$g = 0,788$$

Para dos o más carriles cargados:

$$g = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0,2 + \frac{3250}{3600} - \left(\frac{3250}{10700} \right)^2$$

$$g = 1,011 \text{ carriles}$$

W	9.3	N/mm	TANDEM		
Lc	59390	mm	Pe	110000	N
G	1.011	carriles	CAMION		
No de vías	2	vías	P1	145000	N
IM	1.33		P2	35000	N

		x (m)	CARGA DE CARRIL (N/vía)	TANDEM (N/vía)	CAMIÓN (N/vía)		MAYOR CORTANTE (N/vía)	V+ IM (N/ vía)	
					POS 1	POS 2			
0.000	Lc	0.0	276164	217777	309433	-	309433	484200.221	POS 1
0.025	Lc	1484.8	262528	212277	301308	-	301308	465102.088	POS 1
0.050	Lc	2969.5	249238	206777	293183	-	293183	446349.161	POS 1
0.075	Lc	4454.3	236292	201277	285058	-	285058	427941.437	POS 1
0.100	Lc	5939.0	223692	195777	276933	-	276933	409878.918	POS 1
0.125	Lc	7423.8	211438	190277	268808	-	268808	392161.603	POS 1
0.150	Lc	8908.5	199528	184777	260683	-	260683	374789.493	POS 1
0.175	Lc	10393.3	187964	179277	252558	-	252558	357762.587	POS 1
0.200	Lc	11878.0	176745	173777	244433	-	244433	341080.886	POS 1
0.225	Lc	13362.8	165871	168277	236308	-	236308	324744.388	POS 1
0.250	Lc	14847.5	155342	162777	228183	-	228183	308753.096	POS 1
0.275	Lc	16332.3	145158	157277	220058	-	220058	293107.007	POS 1
0.300	Lc	17817.0	135320	151777	211933	-	211933	277806.123	POS 1
0.325	Lc	19301.8	125827	146277	203808	-	203808	262850.443	POS 1
0.350	Lc	20786.5	116679	140777	195683	-	195683	248239.968	POS 1
0.375	Lc	22271.3	107876	135277	187558	-	187558	233974.697	POS 1
0.400	Lc	23756.0	99419	129777	179433	-	179433	220054.631	POS 1
0.425	Lc	25240.8	91307	124277	171308	-	171308	206479.768	POS 1
0.450	Lc	26725.5	83539	118777	163183	-	163183	193250.111	POS 1
0.475	Lc	28210.3	76118	113277	155058	-	155058	180365.657	POS 1
0.500	Lc	29695.0	69041	107777	146933	-	146933	167826.408	POS 1

Tabla V - 13: Cálculo de cortes para Tándem + carril de diseño y Camión + carril de diseño

5.6.5.- SECCIONES RESISTENTES

▪ Ancho Colaborante del Tablero:

Art. 4.6.2.6 Ancho de Ala Efectivo:

En ausencia de un análisis más refinado y/o a menos que se especifique lo contrario, los límites para el ancho de una losa de hormigón, considerado efectivo en acción compuesta para determinar la resistencia para todos los estados límites, serán como aquí se especifica.

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular el ancho de ala efectivo se puede tomar como la longitud real para tramos simplemente apoyados y como la distancia entre los puntos de inflexión debidos a las cargas permanentes para tramos continuos, según corresponda ya sea para momentos positivos o negativos.

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva
- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o

$$b_f = 400 \text{ mm} \quad \text{Ancho del Patín superior}$$

$$t = 200 \text{ mm} \quad \text{Espesor de Losa}$$

$$B = 12 \cdot t + \frac{b_f}{2} \quad \text{Ancho Colaborante}$$

$B = 2600 \text{ mm}$

- La separación promedio de las vigas adyacentes.

$$S_v = 3250 \text{ mm}$$

$$B = 3250 \text{ mm}$$

▪ Secciones Compuestas

Art. 6.10.1.1 Secciones Compuestas:

Las secciones que consisten de una losa de concreto que provea una acción compuesta y soporte lateral conectado a una sección de acero por conectores de corte diseñados de acuerdo a las disposiciones del Art. 6.10.10 serán considerados secciones compuestas.

Art. 6.10.1.1.1 Esfuerzos:

Art. 6.10.1.1.1 a Secuencia de Carga:

Los esfuerzos elásticos en cualquier parte de la sección compuesta debido a cargas aplicadas serán la suma de los esfuerzos causado por las fuerzas aplicadas separadamente en:

- La sección de Acero
- A corto plazo en la sección compuesta (n)
- A largo plazo en la sección compuesta ($3n$)

La carga permanente aplicada antes de que la losa de concreto se endurezca en la sección compuesta, se asume será llevada **solamente por la sección de acero**; la carga permanente y la carga viva aplicada después del endurecimiento de la losa de concreto se asume será llevada por la sección compuesta.

Art. 6.10.1.1.1b Esfuerzos de Flexión Positiva en la Sección:

Para calcular los esfuerzos de flexión en la sección sujeta a flexión positiva, la sección compuesta consistirá de la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la losa de concreto.

Para **cargas instantáneas** asumidas aplicadas a corto plazo en la sección compuesta, el área de la losa de concreto será transformada usando las relación de módulos n . Para las **cargas permanentes** asumidas aplicadas a largo plazo en la sección compuesta, el área de la losa de concreto será transformada usando la relación de módulos ($3n$).

- **Sección Metálica:**

En la primera etapa del proceso constructivo únicamente la sección metálica absorberá los esfuerzos de carga provenientes del peso propio de la viga metálica y del hormigón del tablero.

Art. 6.10.12 Cubre Placas

La longitud de cualquier cubre placa, L_{cp} , en mm, añadida a un miembro satisfará:

$$L_{cp} \geq 2d + 900$$

donde:

$$d = \text{altura total de la sección de acero (mm)}$$

El máximo espesor de una cubre placa simple sobre el ala, no deberá ser mayor que dos veces el espesor del ala a la cual la cubre placa va fijada. La soldadura de múltiples cubre placas no serán permitidas.

Las cubre placa podrán ser anchas o angosta como el ala a las que estas serán sujetas.

Art. 6.10.12.2 Requerimientos del Extremo:

El extremo teórico de la cubre placa será tomado como la sección donde el momento, M_u , o el esfuerzo a flexión, f_{bu} , debido a las cargas factoradas sea igual a la resistencia a flexión factorada del ala. La cubre placa se extenderá más allá del extremo teórico lo suficiente para que:

- El rango de esfuerzos en el extremo real satisfaga los requerimientos apropiados de fatiga especificados en el Art. 6.6.1.2
- La fuerza longitudinal en el cubre placas debido a cargas factoradas en el extremo teórico pueda ser desarrollada por soldaduras y/ o enpernaduras ubicadas entre el extremo teórico y el extremo real.

El ancho del extremo del cubreplacas no será menor que 75 mm.

Art. 6.7.3 Mínimo Espesor del Acero:

El acero estructural, incluyendo apuntalamientos, marcos transversales, y otros tipos de placas de refuerzo, excepto para almas de perfiles conformados, rellenos y en barandillas, no serán menores que 8 mm en espesor.

El espesor del alma de vigas conformadas o canales no será menor que 7 mm.

Donde se espera el metal sea expuesto a severas condiciones de corrosión, esté será especialmente protegido especificando en espesor de metal adicional de sacrificio.

Art. 2.5.2.6.3 Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad

Si un Propietario decide invocar controles sobre las relaciones longitud-profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar los límites indicados en la Tabla 2.5.2.6.3-1, donde S es la longitud de la losa y L es la longitud de tramo, ambas en mm. Si se utiliza la Tabla 2.5.2.6.3-1, a menos que se especifique lo contrario los límites indicados en la misma se deben aplicar a la profundidad total.

Tabla 2.5.2.6.3-1 – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

		TRAMO SIMPLES	TRAMOS CONTINUOS
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

$$h \geq 0.33 L$$

Profundidad mínima total (mm)

Art. 6.10.2 Límites de Proporción de la Sección Transversal:

Art. 6.10.2.1 Proporciones del Alma

Art. 6.10.2.1.1 Almas sin rigidizador longitudinal:

Estas almas serán dimensionadas tal que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

Art. 6.10.2.1.2 Almas con rigidizador longitudinal:

Estas almas serán dimensionadas tal que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

Donde:

D.- profundidad del alma (mm)

t_w .- espesor del alma (mm)

Art. 6.10.2.2 Proporciones del Ala:

Las alas a compresión y tensión serán dimensionadas tal que:

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 12$$

$$b_f \geq D/6$$

$$t_f \geq 1.1 \cdot t_w$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

b_f .- ancho del ala (mm)

t_f .- espesor del ala (mm)

I_{yc} .- Momento de inercia del ala a compresión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm⁴).

I_{yt} .- Momento de inercia del ala a tensión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma (mm⁴).

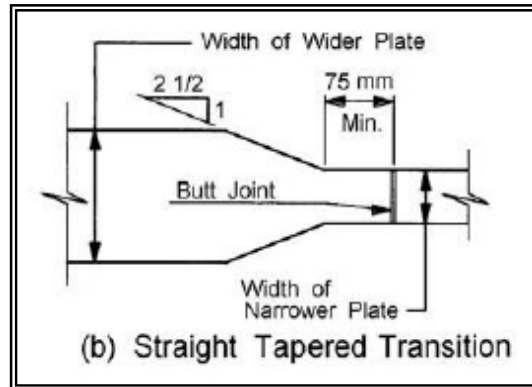
Art. 6.13.6.2 Empalmes Soldados

Los empalmes soldados serán diseñados para resistir el momento de diseño, corte, o fuerza axial especificado en el Art. 6.13.1

Los miembros a tensión y compresión podrán ser empalmados por medio de una soldadura a tope de penetración completa; placas de empalme deberán ser evitadas.

Material empalmado de diferentes anchos por soldadura a tope, tendrá una transición simétrica conforme a la figura 6.13.6.2-1

Cuando se tenga que unir con soldadura a tope materiales de distinto espesor, deberá también darse una transición uniforme entre la superficie de ambos elementos, incluyendo la soldadura, en una relación de no más de 1 a 2 ½ .



▪ Momentos por Contracción y Temperatura

La fuerza P de contracción y temperatura, se considera que actúa en el centro de gravedad del área de hormigón y es resistida por la sección compuesta n , produciéndose así una excentricidad entre el punto de aplicación de la carga y c. g. de la sección compuesta.

Se genera entonces flexión por contracción y temperatura, a mas de la acción de la carga sobre el área de la sección compuesta

$$M_{s+t} = P_{s+t} * e$$

e excentricidad

Los esfuerzos debidos a la acción de contracción y temperatura serán calculados como sigue:

$$\sigma_{s+t} = \frac{P_{s+t}}{A_n} \pm \frac{M_{s+t}}{Z}$$

$$Z = \frac{I}{C}$$

Módulo de Sección

▪ Esfuerzos en las Secciones:

En todas las secciones, los esfuerzos se calcularán de acuerdo a la fórmula general de flexión:

$$f_b = \frac{M}{Z}$$

Por contracción y temperatura, tendremos a más de flexión, el esfuerzo axial, como se indicó anteriormente.

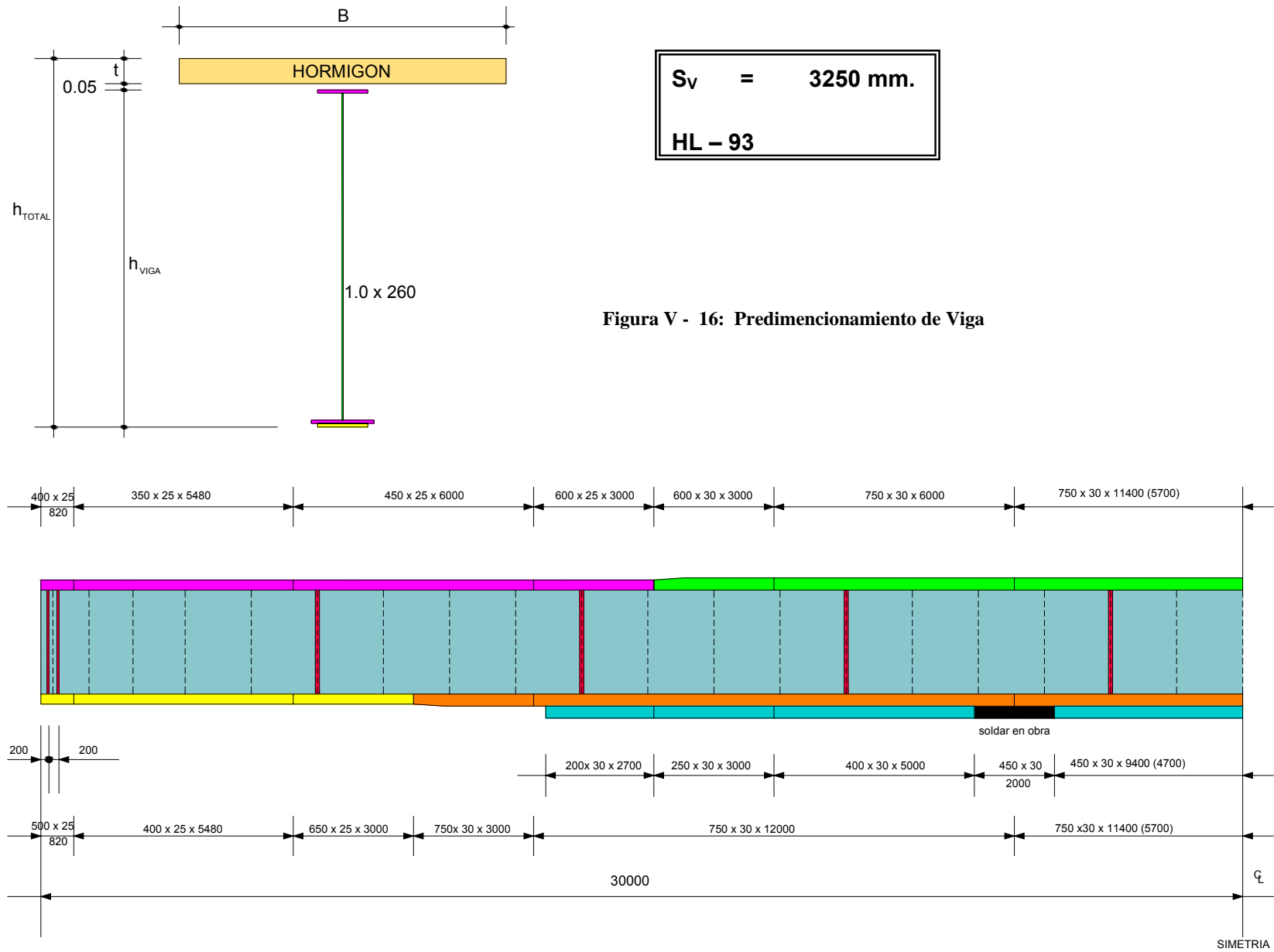
Las planillas de cálculo se encuentran adjuntas en el Anexo 6

▪ Sección de Prueba:

Antes de calcular los esfuerzos, una sección de prueba deberá ser seleccionada. Esta sección de prueba será seleccionada basada sobre una experiencia previa y sobre un diseño preliminar. A continuación se presenta un esquema de la sección de prueba a utilizar:

Asumimos:

D	=2600 mm	Altura del alma
t _w	=1.0 mm	Espesor del alma
b _{fi}	=variable	Ancho del Patín inferior
t _{fi}	=variable	Espesor del Patín inferior
b _{fs}	=variable	Ancho del Patín superior
t _{fs}	=variable	Espesor del Patín superior



Después de haber sido establecidos los factores de carga y combinaciones de carga, calculadas las propiedades de la sección (Anexo...) y calculados todos los efectos de carga, los efectos de fuerza deberán ser combinados para cada estado límite aplicable.

Los modificadores de carga se tomarán $\eta = 1.00$; para mayor información refiérase al capítulo IV, sección “4.6 Esfuerzos Admisibles y Combinaciones de Carga”, del presente documento.

Para motivos didácticos se mostrará el procedimiento de cálculo del máximo esfuerzo en la parte superior de la viga debido a momento positivo para el Estado Límite de Resistencia I:

Debido a que se trata de un puente simplemente apoyado los máximos momentos por carga muerta, parapeto y capa de rodadura ocurren a $0.5 L_c$, por lo tanto:

- Sección No Compuesta (Metálica):

$$M_{CM} = 9,721,768,101 \text{ N} - \text{mm}$$

$$Z_{ar} = 73,135,895.2 \text{ mm}^3 \quad \text{módulo de sección (Sección Metálica)}$$

$$f_{ar(CM)} = \frac{M_{CM}}{Z_{ar}}$$

$$f_{ar(CM)} = 132.93 \text{ N/mm}^2$$

- Sección Compuesta (3n):

Parapeto:

$$M_{pp} = 1,486,262,144 \text{ N} - \text{mm}$$

$$Z_{ar} = 135,611,620.7 \text{ mm}^3 \quad \text{módulo de sección (Sección 3n)}$$

$$f_{ar(parapeto)} = 10.96 \text{ N/mm}^2$$

Capa de Rodadura:

$$M_{pcr} = 1,470,389,869 \text{ N} - \text{mm}$$

$$Z_{ar} = 135,611,620.7 \text{ mm}^3 \quad \text{módulo de sección (Sección 3n)}$$

$$f_{ar(capa rodadura)} = 10.84 \text{ N/mm}^2$$

- Sección Compuesta (n)

Carga Viva HL – 93 + IM

$$M_{CV+IM} = 6,278,589,538 \text{ N} - \text{mm} / \text{vía}$$

$$Z_{ar} = 270,726,496.7 \text{ mm}^3 \quad \text{módulo de sección (Sección n)}$$

$$f_{CV+IM} = 23.19 \text{ N/mm}^2$$

Multiplicamos los esfuerzos calculados arriba por su respectivo factor de carga y luego los sumamos para obtener el esfuerzo en la parte superior de la viga de acuerdo al estado límite de Resistencia I:

$$f_{ar} (\text{RESISTENCIA I}) = (1.25 \cdot 132.93) + (1.25 \cdot 10.96) + (1.50 \cdot 10.84) + (1.75 \cdot 23.19)$$

$$f_{ar} (\text{RESISTENCIA I}) = 236.71 \text{ N / mm}^2$$

Art. 3.4.1 Factores de Carga y Combinaciones de Carga:

Los factores de carga para gradiente de temperatura, γ_{TG} , y asentamiento, γ_{SE} , se deberían adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, γ_{TG} se puede tomar como:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo,
- 1,0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y
- 0,50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

Para los puentes contruidos por segmentos se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL \quad (3.4.1-2)$$

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a Evento Extremo I, γ_{SE} , se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.

Art. 3.6.1.4 Carga de Fatiga:

Art. 3.6.1.4.1 Magnitud y Configuración:

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el Artículo 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145.000 N. A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el Artículo 3.6.2.

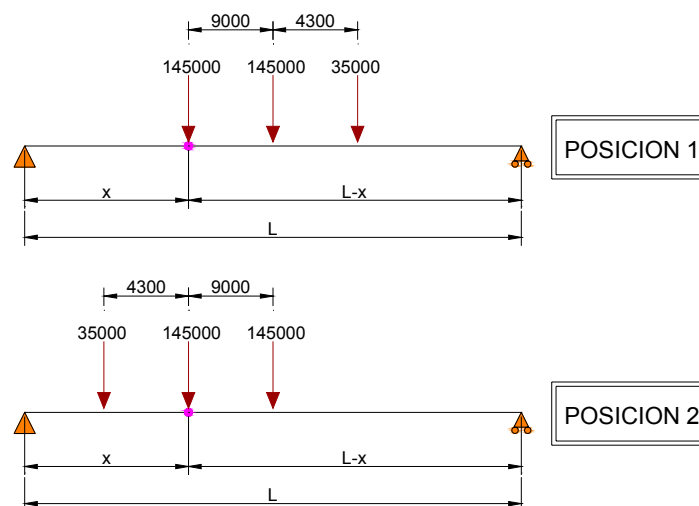


Figura V - 17: Separación entre ejes del camión de diseño para el Estado Límite de Fatiga
Momento de Carga Viva + IM por Fatiga:

		x (m)	CAMIÓN (N-mm/vía) Art.3.6.1.4.1 Fatiga		MAYOR MOMENTO (N-mm/vía)	Mcv + IM (N/mm / vía)	
			POS 1	POS 2			
0.000	Lc	0.0	0	-	0	0	POS 1
0.025	Lc	1484.8	426217656	-	426217656	209174839	POS 1
0.050	Lc	2969.5	828308125	-	828308125	406508779	POS 1
0.075	Lc	4454.3	1206271406	1101971406	1206271406	592001818	POS 1
0.100	Lc	5939.0	1560107500	1471207500	1560107500	765653958	POS 1
0.125	Lc	7423.8	1889816406	1816316406	1889816406	927465198	POS 1
0.150	Lc	8908.5	2195398125	2137298125	2195398125	1077435538	POS 1
0.175	Lc	10393.3	2476852656	2434152656	2476852656	1215564978	POS 1
0.200	Lc	11878.0	2734180000	2706880000	2734180000	1341853519	POS 1
0.225	Lc	13362.8	2967380156	2955480156	2967380156	1456301159	POS 1
0.250	Lc	14847.5	3176453125	3179953125	3179953125	1560625595	POS 2
0.275	Lc	16332.3	3361398906	3380298906	3380298906	1658949294	POS 2
0.300	Lc	17817.0	3522217500	3556517500	3556517500	1745432093	POS 2
0.325	Lc	19301.8	3658908906	3708608906	3708608906	1820073993	POS 2
0.350	Lc	20786.5	3771473125	3836573125	3836573125	1882874993	POS 2
0.375	Lc	22271.3	3859910156	3940410156	3940410156	1933835092	POS 2
0.400	Lc	23756.0	3924220000	4020120000	4020120000	1972954292	POS 2
0.425	Lc	25240.8	3964402656	4075702656	4075702656	2000232593	POS 2
0.450	Lc	26725.5	3980458125	4107158125	4107158125	2015669993	POS 2
0.475	Lc	28210.3	3972386406	4114486406	4114486406	2019266494	POS 2
0.500	Lc	29695.0	3940187500	4097687500	4097687500	2011022094	POS 2

Tabla V - 14: Resumen de momentos por carga viva en el Estado Límite de Fatiga

Resumen de Esfuerzos en las Secciones:

Las tablas de cálculo de los diferentes esfuerzos en las secciones se encuentran adjuntas en el Anexo 6

▪ Chequeo de las Dimensiones Límites en la Sección:

Algunos chequeos son requeridos para asegurar que las dimensiones de la sección de prueba se encuentran bajo los límites especificados.

El primer chequeo que se hará a la sección es el de sus dimensiones generales. Los miembros a flexión deberán ser dimensionados tal que:

Art. 6.10.2 Límite de las Dimensiones en la Sección Transversal:

Art. 6.10.2.1 S Dimensiones del Alma:

Art. 6.10.2.1.1 Almas sin rigidizador longitudinal:

El alma deberá ser dimensionada tal que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (6.10.2.1.1-1)$$

C 6.10.2.1.1

La ecuación (6.10.2.1.1-1) es un práctico límite superior de esbeltez del alma sin rigidizador longitudinal expresado en términos de la altura del alma, D. Esta ecuación permite facilitar el dimensionamiento del alma en un diseño preliminar relativo a las especificaciones anteriores. En las especificaciones anteriores la ecuación (6.10.2.1.1-1) fue un límite superior de almas no rigidizadas. Pero también limitando la esbeltez de almas rigidizadas transversalmente a este valor, los espaciamientos máximos entre rigidizadores transversales hasta **3D** son permitidos, el requerimiento en las especificaciones anteriores para proporcionar rigidez transversal en el manejo de almas esbeltas, mas allá de los requeridos por corte, es eliminado.

Es mas, la satisfacción de la ecuación (6.10.2.1.1-1) permite despreciar el pandeo lateral en el diseño de secciones compuestas en flexión positiva, como se discutió en el Art. 6.10.1.9.1. El límite en la ecuación (6.10.2.1.1-1) es válido para secciones con un esfuerzo de fluencia hasta e incluyendo 690 Mpa diseñado con estas especificaciones.

Art. 6.10.2.1.2 Almas con rigidizador longitudinal:

El alma deberá ser dimensionada tal que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (6.10.2.1.2-1)$$

C 6.10.2.1.2

La ecuación (6.10.2.1.2-1) es un práctico límite superior de esbeltez del alma con rigidizador longitudinal expresado en términos de la altura del alma, D. Esta ecuación permite facilitar el dimensionamiento del alma en un diseño preliminar relativo a las especificaciones anteriores. El límite en la ecuación (6.10.2.1.2-1) es válido para secciones con un esfuerzo de fluencia hasta e incluyendo 690 Mpa diseñado con estas especificaciones.

$$D = 2600 \text{ mm} \quad \text{asumido}$$

$$t_w = 10 \text{ mm} \quad \text{asumido}$$

entonces:

$$D/t_w = 2600/10 = 260 \leq 300 \quad \text{ok}$$

Art. 6.10.2.2 Dimensiones del Ala

Los PATÍnes a compresión y tensión deberán ser dimensionados tal que:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad (6.10.2.2-1)$$

$$b_f \geq D/6 \quad (6.10.2.2-2)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (6.10.2.2-3)$$

$$0.1 \leq \frac{l_{yc}}{l_{yt}} \leq 10 \quad (6.10.2.2-4)$$

Donde:

I_{yc} = Momento de inercia del patín a compresión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma.(mm⁴).

I_{yt} = Momento de inercia del patín a tensión de la sección de acero alrededor del eje vertical en el plano del alma.(mm⁴).

PATÍN SUPERIOR		D =	2600	mm	tw	=	10	mm	
DISTANCIA (mm)	bf (mm)	tf (mm)	$bf/(2tf) \leq 12$		$bf \geq D/6$		$tf \geq 1.1tw$		I_{yc} (mm ⁴)
820	400	25	8	ok	433	no	11	ok	133333333
5480	350	25	7	ok	433	no	11	ok	89322916.7
6000	450	25	9	ok	433	ok	11	ok	189843750
3000	600	25	12	ok	433	ok	11	ok	450000000
3000	600	30	10	ok	433	ok	11	ok	540000000
6000	750	30	12.5	no	433	ok	11	ok	1054687500
5700	750	30	12.5	no	433	ok	11	ok	1054687500
PATÍN INFERIOR		D =	2600	mm	tw	=	10	mm	
DISTANCIA (mm)	bf (mm)	tf (mm)	$bf/(2tf) \leq 12$		$bf \geq D/6$		$tf \geq 1.1tw$		I_{yt} (mm ⁴)
820	500	25	10	ok	433	ok	11	ok	260416667
5480	400	25	8	ok	433	no	11	ok	133333333
3000	450	25	9	ok	433	ok	11	ok	189843750
3000	650	25	13	no	433	ok	11	ok	572135417
3000	750	30	12.5	no	433	ok	11	ok	1054687500
2700	750	60	6.25	ok	433	ok	11	ok	2109375000
3000	750	60	6.25	ok	433	ok	11	ok	2109375000
5000	750	60	6.25	ok	433	ok	11	ok	2109375000
2000	750	60	6.25	ok	433	ok	11	ok	2109375000
4700	750	60	6.25	ok	433	ok	11	ok	2109375000

$0.1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10$	
0.5	ok
0.7	ok
1.0	ok
0.8	ok
0.5	ok
0.5	ok
0.5	ok

Se procede con las siguientes correcciones:

- En el Patín Superior

Distancia	bf	tf	$bf/(2tf) \leq 12$
6000 750	35	10.71	ok
5700 750	35	10.71	ok

- En el Patín Inferior

Distancia	bf	tf	$bf/(2tf) \leq 12$
3000 650	30	10.83	ok
300 750	35	10.71	ok

▪ **Cálculo del Momento Plástico en región de flexión positiva:**

D6.1 Momento Plástico:

El momento plástico, M_p , será calculado como el momento que generan las fuerzas plásticas alrededor del eje neutro plástico. Las fuerzas plásticas en la sección transversal del acero serán calculadas usando los esfuerzos de fluencia, de los patines, el alma y el refuerzo de acero adecuado. Las fuerzas plásticas en la sección transversal del hormigón que están en compresión, deberán estar basadas en un bloque rectangular de esfuerzos con una magnitud de $0.85f'_c$. La tensión en el hormigón será despreciada.

La posición del eje neutro plástico será determinada por la condición de equilibrio que no hay fuerza axial neta.

El momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva puede ser determinado por:

- Calculando las fuerzas y usándolas para determinar si el eje neutro plástico esta en el alma, en el patín superior o en la losa de concreto.
- Calculando la localización del eje neutro plástico con los elementos determinados en el primer paso; y
- Calculando el M_p . Las ecuaciones para varias localizaciones potenciales eje neutro plástico (PNA) están dadas en la tabla D6.1-1.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal deberán ser despreciadas. Para hacer esto, las variables P_{rb} y P_{rt} serán igual a cero en las ecuaciones de la tabla D6.1-1.

En las ecuaciones para M_p dadas en la tabla D6.1-1, d , es la distancia desde la fuerza al eje neutro plástico. Las fuerzas actúan en **(a)** la mitad del espesor para los PATÍNES y la losa de concreto, **(b)** la mitad del peralte del alma, **(c)** el centro del refuerzo. Todas las fuerzas, dimensiones y distancias deberán ser tomadas como positivas.

A continuación se presenta un esquema de los casos más comunes en donde puede ubicarse el eje neutro plástico.

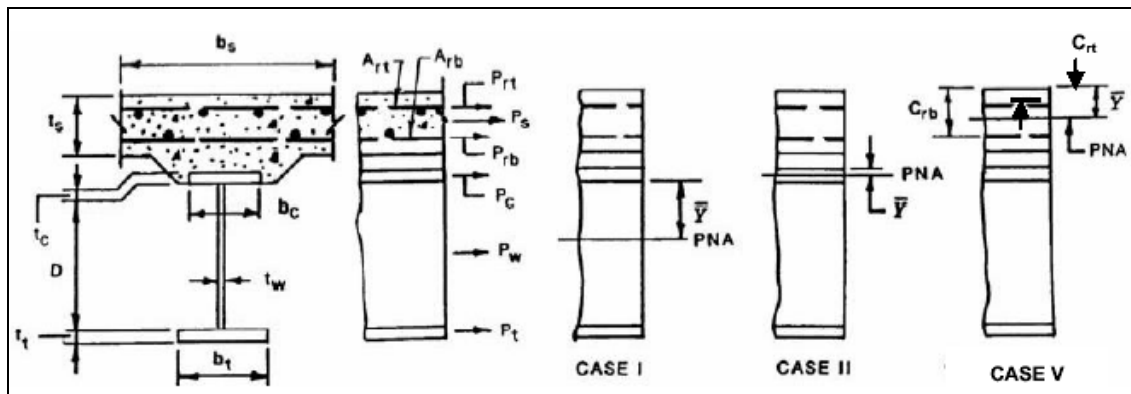


Figura V - 18: Ubicaciones más probables del eje neutro plástico

CASE	PNA	CONDITION	\bar{Y} AND M_p
I	In Web	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_s d_s]$
II	In Top Flange	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_s d_s]$
IV	Concrete Deck, at P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{c_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_n$	$\bar{Y} = c_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s} \right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

Tabla V - 15: Cálculo de \bar{Y} y M_p para secciones de momento positivo (AASHTO LRFD Tabla D6.1-1)

En donde:

$$P_{rt} = F_{yt} * A_{rt}$$

$$P_s = 0.85f'_c * b_s t_s$$

$$P_{rb} = F_{yrb} * A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} * b_c * t_c$$

$$P_w = F_{yw} * D t_w$$

$$P_t = F_{yt} * b_t * t_t$$

▪ **Determinación si la sección es compacta o no compacta en región de flexión positiva:**

Art. 6.10.2.2 Secciones Compuestas en Flexión Positiva:

Las secciones compuestas que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 Mpa.
- El alma satisface el requisito del artículo 6.10.2.1.1 (Almas no rigidizadas longitudinalmente)
- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.6.2.2-1)$$

En vista de que la sección no cumple el segundo requisito y de acuerdo al comentario **C6.10.6.2.2** que dice: “Las secciones compuestas en flexión positiva cuyas alas tienen una resistencia a la fluencia mayor que 485 Mpa o cuyas almas no satisfacen el Art. 6.10.2.1.1 se deben diseñar en Estado Límite de Resistencia como secciones no compactas, tal como se especifica en el Art. 6.10.7.2.

Las secciones no compactas también deben satisfacer el requisito de ductilidad especificado en el Art. 6.10.7.3 para asegurar que el modo de falla sea dúctil.

Art. 6.10.7.2 Secciones No Compactas:

Art. 6.10.7.2.1 Disposiciones Generales:

En el estado límite de resistencia el ala de compresión deberá satisfacer:

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} \quad (6.10.7.2.1-1)$$

Donde:

ϕ_f =factor de resistencia para flexión especificado en el artículo6.5.4.2

f_{bu} =tensión en el ala calculada sin considerar la flexión lateral del ala determinada como se especifica en el artículo6.10.1.6 (Mpa).

F_{nc} =resistencia nominal a la flexión del ala de compresión determinada como se especifica en el artículo6.10.7.2.2 (Mpa)

En el ala de tracción deberá satisfacer:

$$f_{bu} = \frac{1}{3} f_{\ell} \leq \phi_f F_{nt} \quad (6.10.7.2.1-2)$$

Donde:

f_{ℓ} =tensión de flexión lateral en el ala determinada como se especifica en el artículo

6.10.1.6 (Mpa)

F_{nt} =resistencia nominal a la flexión del ala de tracción determinada como se especifica en el artículo6.10.7.2.2 (Mpa).

Art. 6.10.7.2.2 Resistencia Nominal a la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión del ala de compresión se deberá tomar como:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.7.2.2-1)$$

donde:

R_b =factor de balance de las cargas del alma determinado como se especifica se especifica en el artículo6.10.1.10.2

R_h =factor de hibridez determinado como se especifica en el artículo6.10.1.10.1

La resistencia nominal a la flexión del ala de tracción se deberá tomar como:

$$F_{nt} = R_h F_{yt} \quad (6.10.7.2.2-2)$$

Art. 6.10.1.6 Tensión en las alas y momentos flectores en los elementos:

Para las verificaciones de diseño en que la resistencia a la flexión se basa en el pandeo lateral torsional:

- La tensión f_{bu} se deberá determinar como el mayor valor de la tensión de compresión en el ala considerada en la totalidad de la longitud no arriostrada, calculada sin convalidar el pandeo lateral de las alas.
- La tensión f_9 se deberá determinar como el mayor valor de la tensión debida a flexión lateral en la totalidad de la longitud no arriostrada en el ala considerada.

Art. 6.10.1.10 Factores de Reducción de Resistencia de las alas

Art. 6.10.1.10.1 Factor de Hibridez, R_h

Para los perfiles laminados, las secciones armadas homogéneas, y las secciones armadas con acero de mayor resistencia en el alma que en ambas alas, R_h , se deberá tomar igual a 1.0.

Art. 6.10.1.10.2 Factor de Balanceo de las cargas, R_b

Se proveen uno o más rigidizadores longitudinales y:

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{E_k}{F_{yc}}} \quad (6.10.1.10.2-1)$$

o bien

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw}$$

donde:

λ_{rw} = relación de esbeltez límite para un alma no compacta

$$= 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Según el comentario **C6.10.1.10.2** que dice: Para las secciones en flexión positiva o negativa con uno o más rigidizadores longitudinales y que se satisfacen la ecuación (6.10.1.10.2-1), R_b se toma igual a 1.0. Para estas secciones la esbeltez del alma, D/t_w , es menor o igual para el cual la tensión

teórica de pandeo flexional en el estado límite de resistencia es igual a F_{cc} para una viga doblemente simétrica, es decir para $D_c = .0.5D$, que tiene un único rigidizador longitudinal en el alma ubicado en su posición óptima, dependiendo del grado del acero utilizado, este límite tiene los siguientes valores:

Tabla C6.10.1.10.2-1 Relación de esbeltez límite para $R_b = 1.0$ en una viga rigidizada longitudinalmente con el rigidizador en la ubicación óptima y $D_c/D = 0.5$

F_{yc} (MPa)	$0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}}$
250	300
345	260
485	220
620	194
690	184

entonces :

$$D/t_w = 2600/10 = 260$$

$$F_{yc} = 345 \text{ Mpa}$$

$$0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} = 260$$

$$D/t_w = 0.95 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yc}}} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto $R_b = 1.0$

$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$	=	$1.0 * 1.0 * 345$	=	345 Mpa
$F_{nt} = R_h F_{yt}$	=	$1.0 * 345$	=	345 Mpa

$$\phi_f = 1.00 \quad \text{Art. 6.5.4.2}$$

$$f_{bu} = 215.6 \text{ Mpa} \quad \text{Esfuerzo sin considerar tensión lateral en el patín a compresión}$$

$$f_{bu} = 1/3 * f_y = 251.1 \text{ Mpa} \quad \text{La tensión lateral es despreciable, puesto que el viento no es determinante}$$

Por lo que :

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc} = 215.6 \leq 1.0 * 345 \quad \text{OK} \quad \text{Para el patín a compresión}$$

$$f_{bu} = \frac{1}{3} f_{\ell} \leq \phi_f F_{nt} = 251.1 \leq 1.0 * 345 \quad \text{OK} \quad \text{Para el patín a tensión}$$

▪ **Diseño a Flexión para el Estado Límite de Fatiga y Fractura en región de Momento Positivo**

Art. 6.6.1 Disposiciones Generales:

La fatiga se deberá clasificar como fatiga inducida por las cargas o por las distorsiones.

Art. 6.6.1.2 Fatiga inducida por las Cargas:

Art. 6.1.2.1 Aplicación:

La sollicitación a considerar para diseñar a fatiga los detalles de un puente de acero será el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva. Para los elementos que trabajan a flexión que están provistos de conectores de corte en toda su longitud y que tienen un tablero de hormigón cuya armadura satisface los requisitos del Artículo 6.10.1.7, el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva se podrá calcular usando la sección compuesta a corto plazo suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

Al investigar la fatiga no se deberá considerar las tensiones residuales.

Estos requisitos se aplican solo a los detalles sujetos a una tensión aplicada neta de tracción.

Art. 6.6.1.2.2 Criterios de Diseño:

Por consideraciones relacionadas con la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (6.6.1.2.2-1)$$

γ .- Factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para combinación de cargas correspondiente a la fatiga

(Δf) .- Solicitación, rango de tensiones de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el Art. 3.6.1.4 (Mpa)

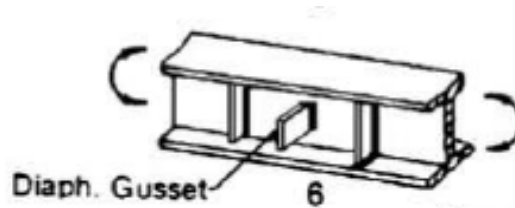
$(\Delta F)_n$.- Resistencia nominal a la fatiga como se especifica en el Art. 6.6.1.2.5 (Mpa).

La fatiga inducida por las cargas deberá ser considerada en el diseño de las placas de la viga, estas consideraciones deberán incluir:

- Uniones soldadas para conectores de corte en la viga
- Uniones soldadas para las alas y el alma.
- Uniones soldadas para los rigidizadores transversales intermedios a la viga.

Las consideraciones específicas de fatiga dependen de las características únicas del diseño de la viga. Los detalles específicos de fatiga y los detalles de categoría son explicados e ilustrados en la tabla 6.6.1.2.3-1 y en la figura 6.6.1.2.3-1.

La fatiga será chequeada para uniones mediante soldadura de filete en rigidizadores transversales intermedios a la viga



Fillet-Welded Connections with Welds Normal to the Direction of Stress	Base metal:		
	<ul style="list-style-type: none"> • At details other than transverse stiffener-to-flange or transverse stiffener-to-web connections 	Lesser of C or Eq. 6.6.1.2.5-3	14
	<ul style="list-style-type: none"> • At the toe of transverse stiffener-to-flange and transverse stiffener-to-web welds 	C	6

Condición General: uniones mediante soldadura de filete cuando hay soldaduras normales a la dirección de la tensión

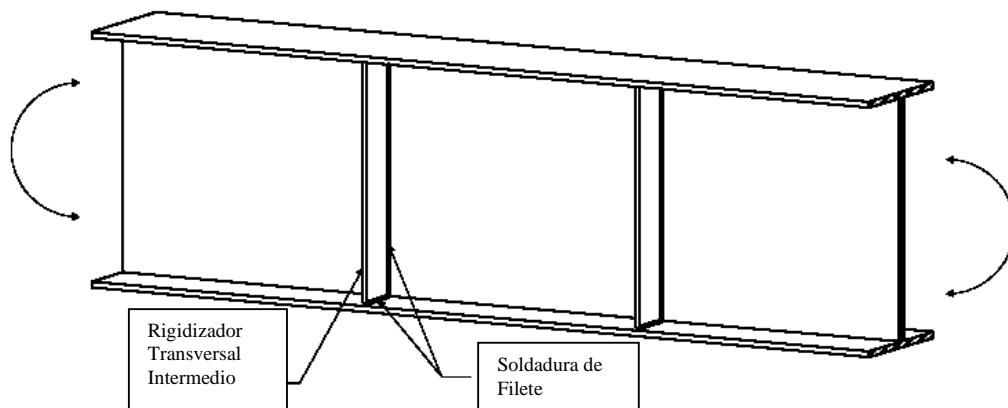
Estado: En el talón de las soldaduras entre un rigidizador transversal y un ala y entre un rigidizador transversal y un alma.

Categoría: C'

Figura: 6

La unión mediante soldadura de filete del rigidizador transversal intermedio será chequeada en el sector de máximo momento positivo. El detalle de fatiga está localizado en la fibra interior del ala a tensión, donde el rigidizador esta soldado al ala. Sin embargo los cálculos del esfuerzo de fatiga se los hará conservativamente en la fibra externa del ala a tensión.

Se empezará investigando la fatiga como se muestra en la figura:



Art. 6.6.1.2.4. Detalles cuyo uso está prohibido:

No se deberán utilizar soldaduras de ranura de penetración parcial cargadas transversalmente, excepto como se permite en el artículo 9.8.3.7.2.

No se deberán utilizar placas de empalme unidas a superficies de alas de vigas solo por soldaduras de filete transversal.

Art. 6.6.1.2.5. Resistencia a la Fatiga:

A excepción de lo que se especifica a continuación la resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (6.6.1.2.5-1)$$

Donde:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (6.6.1.2.5-2)$$

y donde:

A.- Constante tomada de la tabla 6.6.1.2.5-1 (Mpa)

n.- Número de ciclos por pasada de camión tomado de la tabla 6.6.1.2.5-2

(ADTT)_{SL}.- ADTT en un único carril como se especifica en el Art. 3.6.1.4

(ΔF)_{TH}.- Umbral de fatiga para amplitud constante tomado de la tabla 6.6.1.2.5-3

CATEGORÍA PARA DISEÑO A FATIGA	CONSTANTE A $\times 10^{11}$ (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	5.61
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	10.3

**Tabla V - 16: Constante A según la categoría para diseño a fatiga
(AASHTO LRFD Tabla 6.6.1.2.5-1)**

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

**Tabla V - 17: Ciclos por pasada de camión, n
(AASHTO LRFD Tabla 6.6.1.2.5-2)**

Categoría	Umbral (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	214.0
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	262.0

**Tabla V - 18: Umbrales de fatiga para amplitud constante
(AASHTO LRFD Tabla 6.6.1.2.5-3)**

Art. 3.6.1.4.2 Frecuencia:

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menor número de camiones. En ausencia de

información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomará como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.6.1.4.2-1)$$

donde:

ADTT.- Número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

ADTT_{SL}.- Número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño.

p.- Valor especificado en la Tabla 3.6.1.4.2-1

Número de carriles disponibles para camiones	<i>p</i>
1	1,00
2	0,85
3 ó más	0,80

**Tabla V - 19: Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p
(AASHTO LRFD Tabla 3.6.1.4.2-1)**

C3.6.1.4.2

El ADTT en un único carril es el que corresponde al carril por el cual la mayoría de los camiones atraviesan el puente. En un puente típico sin rampas cercanas para ingreso/salida, el carril del lado de la banquina lleva la mayor parte del tráfico de camiones.

Como para un puente los patrones de tráfico futuro son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles. Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (ADT, average daily traffic), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales está físicamente limitado a

aproximadamente 20.000 vehículos por carril y por día. Al estimar el ADTT se debería considerar este valor limitante.

En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada precedemos a estimar:

$$\text{ADTT} = 3500 \text{ T/D}$$

$$\text{ADTT}_{\text{SL}} = 0.85 * 3500 = 2975 \text{ T/D/L}$$

La resistencia nominal a la fatiga es calculada como sigue:

$$A = 14.4 * 10^{11} \text{ Mpa}^3$$

$$n = 1.0$$

$$\text{ADTT}_{\text{SL}} = 2975$$

$$N1 = (365) * (75) * 1 * (2975) = 81440625$$

$$(\Delta F)_{\text{TH}} = 82.7 \text{ MPa}$$

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{14.4 * 10^{11}}{81440625} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (82.7) \quad \Leftrightarrow \quad 10.71 \leq 41.35$$

$$(\Delta F)_n = \max \left[\left(\frac{A}{N1} \right)^{\frac{1}{3}}, \frac{1}{2} \Delta F_{\text{TH}} \right]$$

$$(\Delta F)_n = 41.35 \text{ Mpa}$$

El esfuerzo factorado por fatiga (ver tabla de esfuerzos) en la fibra extrema del ala a tensión como mayor valor tomaremos el que se encuentra a una distancia igual a 28,210.25 mm que es $f_{\text{ab (fatiga)}} = 13.0 \text{ Mpa}$, entonces:

$$f_{\text{ab(fatiga)}} \leq \Delta F_n \quad \text{OK}$$

Es decir el valor máximo factorado de esfuerzo de fatiga no sobrepasa el valor nominal que impone el código.

▪ **Diseño a Flexión para el Estado Límite de Servicio en región de Momento Positivo.**

La viga deberá ser chequeada en Estado Límite de Servicio para deformaciones permanentes.

Art. 6.10.4.2 Deformaciones Permanentes:

Art. 6.10.1.2.1 Disposiciones Generales:

Para los propósitos del presente artículo se deberá aplicar la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II especificada en la tabla 3.4.1-1

Para los elementos provistos de conectores de corte en la totalidad de su longitud que también satisfacen los requisitos del Artículo 6.10.1.7, las tensiones de flexión provocadas por las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio II aplicadas a la sección compuesta se pueden calcular usando la sección compuesta a corto o largo plazo, según corresponda, suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

Art. 6.10.4.2.2 Flexión:

Las alas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- Para el ala de acero superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (6.10.4.2.2-1)$$

- Para el ala de acero inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_\ell}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad (6.10.4.2.2-2)$$

- Para ambas alas de acero de las secciones no compuestas:

$$f_f + \frac{f_\ell}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf} \quad (6.10.4.2.2-3)$$

Donde:

f_f = Tensión en el ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa)

f_l = Tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II determinada como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (MPa)

R_h = Factor de hibridez determinado como se especifica en el Artículo 6.10.1.10.1

Para los esfuerzos de ambas alas de acero de la sección compuesta, deberán satisfacer el siguiente requerimiento ya que la flexión lateral es despreciable y el factor de hibridez es 1.0 :

$$f_f = 0.95F_{yf}$$

F_{yf} = Mínima resistencia a la fluencia especificada de un ala (Mpa)

Los máximos esfuerzos a flexión factorados para el Estado Límite de Servicio calculados en la tabla de esfuerzos en las secciones ocurren en la mitad de la luz es decir en $L = 29,695.00\text{mm}$:

$$f_{ar} = 163.50 \text{ Mpa}$$

$$f_{ab} = 181.30 \text{ Mpa}$$

$$F_{yf} = 345.00 \text{ Mpa}$$

$$0.95 F_{yf} = 0.95 \cdot 345 = 327.75 \text{ Mpa} >> f_{ar} \text{ y } f_{ab} \quad \text{OK}$$

5.6.6.- ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

Chequeo por efectos del Viento sobre las alas de la Viga en Región de Momento Positivo.

En el país no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los arriostramientos.

$P_v = 120 \text{ kg/m}^2$ (Presión de Viento Adoptada)

Art. 4.6.2.7 Distribución de la Carga de Viento Lateral en Puentes Multiviga

Art. 4.6.2.7.1 Secciones Doble Te

En puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite directamente al tablero, que actúa como un diafragma lateral que transmite esta carga a los apoyos. Se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior.

Art. 6.7.5 Arriostramiento Lateral

Art. 7.5.1 Disposiciones Generales:

Cuando sea requerido se deberá colocar arriostramiento lateral ya sea en o cerca del plano de un ala o cuerda a arriostrar. La investigación para determinar si se requiere arriostramiento lateral debería incluir pero no limitarse a lo siguiente:

- Transferencia de cargas de viento laterales a los apoyos como especifica el artículo 4.6.2.7

El arriostramiento lateral requerido para condiciones que no sea la condición final se podrá retirar.

Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones incluye arriostramiento lateral permanente, este se deberá diseñar para todos los límites aplicables (Resistencia I, Servicio I y Fatiga). Se deberá satisfacer los requisitos de los artículos 6.8.4 y 6.9.3.

Las placas de unión para los arriostramientos laterales deberán satisfacer los requisitos especificados en el artículo 6.6.1.3.2

Art. 6.8.4 Relación de Esbeltez Límite (Elementos Traccionados)

A excepción de las varillas, barras de ojo, cable y placas, los elementos solicitados a tracción deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

- Para elementos principales sujetos a inversiones de la tensión $\frac{\ell}{r} \leq 140$
- Para elementos principales no sujetos a inversiones de tensión $\frac{\ell}{r} \leq 200$
- Para elementos de arriostramiento $\frac{\ell}{r} \leq 240$

donde:

ℓ = longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

Art. 6.9.3 Relación de Esbeltez Límite (Elementos Comprimidos)

Los elementos solicitados a compresión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

- Para elementos principales $\frac{k\ell}{r} \leq 120$
- Para elementos de arriostramiento $\frac{k\ell}{r} \leq 140$

donde :

k = factor de longitud efectiva especificado en el artículo 4.6.2.5

ℓ = longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

4.6.2.5 Factor de Longitud Efectiva, K

Las longitudes físicas de las columnas se deberán multiplicar por un factor de longitud efectiva, K, para tomar en cuenta condiciones de borde rotacionales y traslacionales diferentes a las correspondientes a extremos articulados.

En ausencia de un análisis más refinado, si hay estabilidad lateral por arriostramiento diagonal u otros medios adecuados, el factor de longitud efectiva en el plano arriostrado, K, para los elementos comprimidos de cerchas trianguladas, cerchas y pórticos se puede tomar como:

- Para conexiones abulonadas o soldadas en ambos extremos: $K = 0,750$
- Para conexiones articuladas en ambos extremos: $K = 0,875$

▪ **Superficie de Influencia y Fuerza**

La superficie de influencia de acuerdo al Art. 4.6.2.7.1 Se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior mientras que en su parte superior (viga, tablero, protecciones y transito) es conducida a los apoyos por medio del tablero que actúa como un diafragma lateral por lo que:

$P_v = 1.18E-03$ Mpa (Presión de Viento Adoptada)

$c_{ab} = 1210.87$ mm. Distancia desde el patín inferior hasta C.G.

$L = 60000$ mm. Longitud total de viga

$A = 72652200$ mm² Área donde actúa el viento.

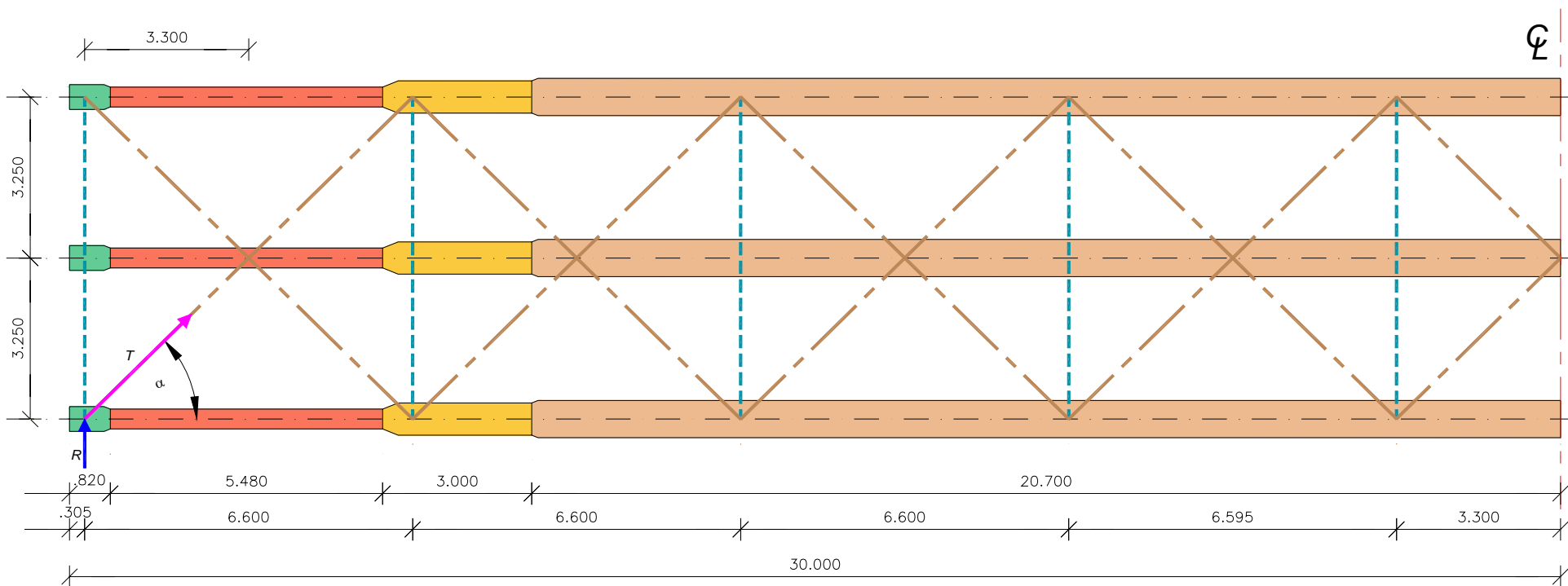


Figura V - 19: Esquema de configuración del Arriostramientos inferiores (General)

Fuerzas de Viento

F_t	$= A \cdot p_v$	$=$	85.53	KN.	Fuerza Total
R	$= F_t / 2$	$=$	42.76	KN.	Reacción en Apoyos
T	$= R / \sin \alpha$				Fuerza viento en diagonal.
a_t	$=$	$=$	6500	mm	Separación vigas exteriores.
S_d	$=$	$=$	6600	mm	Separación entre Diafragmas.
L	$=$	$=$	9263	mm	Diagonal (Hip.) del triangulo.
α	$=$	$=$	44.56°		
$\sin \alpha$	$=$	$=$	0.702		

T = 60.94 KN.

▪ **Esfuerzos en la Diagonal**

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos: L100x100x10

A	$=$	1920 mm ²	Área del Ángulo
r	$=$	30.4 mm	Radio de giro del Ángulo.
ℓ	$=$	3818 mm	Longitud no arriostrada.
k	$=$	0.75 _{soldada}	Coef. Según tipo conexión.

Chequeo a tracción:

$(\ell/r)_{\max}$	$=$	240	Para elementos de arriostramiento.
(ℓ/r)	$=$	$(3818/30.40)$	$= 125.59 > 240$ OK

Chequeo a compresión:

$(k \cdot \ell/r)_{\max}$	$=$	140	Para elementos de arriostramiento.
(ℓ/r)	$=$	$(0.75 \cdot 3818/30.40)$	$= 94.19 > 140$ OK

En nuestro caso tenemos una perforación para perno de montaje, ya que la conexión será soldada.

Asumimos como área neta el 85% del área bruta del Ángulo:

$$A_n = 0.85 \cdot 1920 = 1632 \text{ mm}^2 \text{ Área neta del Angulo.}$$

Esfuerzo Real:

$$\sigma_t = T/A_n = 37.34 \text{ Mpa}$$

Según la tabla 3.4.1-1 Combinaciones de Carga para el Estado Límite de Servicio I WS (Carga de viento sobre la estructura) es 0.3 por lo que:

$$\sigma_t = W_s \cdot T/A_n = 11.20 \text{ Mpa}$$

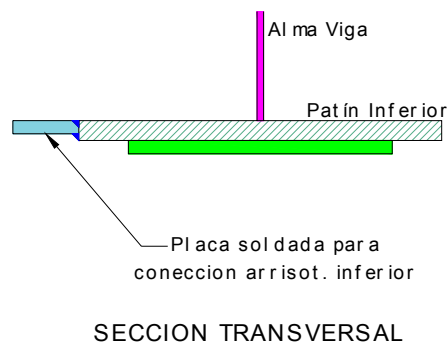
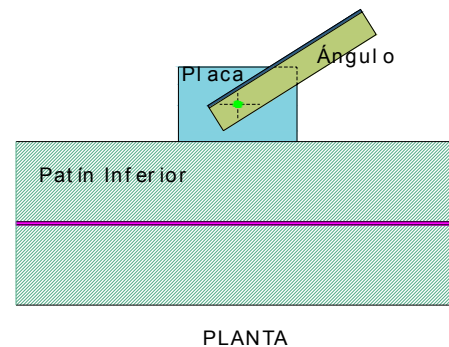
Esfuerzo Admisible:

$$F_a = 0.50 F_y \text{ para secciones netas}$$

$$F_a = 0.50 \cdot 485 = 242.5 \text{ Mpa} > 11.20 \text{ Mpa OK}$$

▪ Conexión de Arriostramiento Inferior

Los ángulos de arriostramiento, se conectarán mediante una soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.



▪ **Diseño por Corte**

Art. 6.10.9 Resistencia al Corte

Art. 6.10.9.1 Disposiciones Generales:

En el Estado Límite de Resistencia las almas deberán satisfacer:

$$V_u = \phi_v V_n \quad (6.10.9.1-1)$$

donde:

ϕ_v = factor de resistencia para corte especificado en el Art. 6.5.4.2

V_n = resistencia nominal al corte determinada como se especifica en el Art. 6.10.9.3 para almas rigidizadas (N)

V_u = corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas mayoradas (N)

Los rigidizadores transversales intermedios se deberán diseñar como se especifica en el artículo 6.10.11.1. Los rigidizadores longitudinales se deberán diseñar como especifica el artículo 6.10.11.3.

Los paneles interiores de las almas de los elementos de sección doble T no híbridos:

- que no tengan un rigidizador longitudinal y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que $3D$, o
- que tengan uno o mas rigidizadores longitudinales y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que $1.5D$

Se deberán considerar rigidizadores y por lo tanto se los aplicará los requisitos del artículo 6.10.9.3 caso contrario se deberá aplicar los requisitos del Art. 6.10.9.2.

Art. 6.10.9.3 Resistencia Nominal de las Almas Rigidizadas:

Art. 6.10.9.3.1 Disposiciones Generales:

La resistencia nominal al corte de los paneles de alma interiores rigidizados transversalmente o transversal y longitudinalmente deberá ser como se especifica en el art. 6.10.9.3.2.

Art. 6.10.9.3.2 Paneles Interiores:

La resistencia nominal al corte de un panel de alma interior que satisface los requisitos del Art. 6.10.9.1 y en el cual la sección el largo de la totalidad del panel esta dimensionada de manera que:

$$\frac{2Dt_w}{(b_{fc}t_{fc} + b_{ft}t_{ft})} \leq 2.5 \quad (6.10.9.3-2-1)$$

donde :

b_{fc} = ancho total del ala de compresión (mm)

b_{ft} = ancho total del alma de tensión (mm)

t_{fc} = espesor del ala de compresión (mm)

t_{ft} = espesor del ala de tensión (mm)

de satisfacer la ecuación 6.10.9.3-2-1 se deberá tomar como:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \frac{d_o}{D}}} \right] \quad (6.10.9.3-2-2)$$

Donde:

$$V_p = 0.58F_{yw}D \cdot t_w \quad (6.10.9.3-2-3)$$

y donde:

d_o = separación entre rigidizadores transversales (mm)

V_n = resistencia nominal al corte del panel del alma (N)

V_p = fuerza de corte plástico (N)

C = relación entre la resistencia la pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

La relación C se deberá determinar cómo se especifica a continuación:

- Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ entonces $C = 1.0$ (6.10.9.3.2-4)

- Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ entonces $C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (6.10.9.3.2-5)$

- Si $\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ entonces $C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (6.10.9.3.2-6)$

Donde:

k = coeficiente de pandeo por corte

$$= 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad (6.10.9.3.2-7)$$

Caso contrario, la resistencia nominal al corte se deberá tomar de la siguiente manera:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2} + \frac{d_o}{D} \right)} \right] \quad (6.10.9.3.2-8)$$

COMBINACIÓN DE EFECTOS EN PUNTOS DE CORTE MÁXIMO (APOYOS)	
Resumen de Valores no Factorados	
CARGA	CORTE (N)
Sección no Compuesta (Vcm)	654775
Parapeto (Vpp)	100102
Capa de Rodadura (Vpcr)	99033
Carga Viva H-L 93 (Vcv+IM)	484200
Resumen de Valores Factorados	
ESTADO LÍMITE	CORTE (N)
Resistencia I	1939496
Servicio I	1338110

x (mm)	do (mm)	k	$1.12\sqrt{Ek}$	$1.40\sqrt{Ek}$
			$\sqrt{F_y}$	$\sqrt{F_y}$
0.00	900.00	46.73	184.34	230.42
900.00	1,100.00	32.93	154.76	193.44
2,000.00	1,300.00	25.00	134.83	168.54
3,300.00	1,650.00	17.42	112.53	140.67
4,950.00	1,650.00	17.42	112.53	140.67
6,600.00	1,650.00	17.42	112.53	140.67
8,250.00				

do	C	(do/D)	Vn (N) Ec. 6.10.9.3.2-2	Vn (N) Ec. 6.10.9.3.2-8	Vr= ϕ_v *Vn (N) Ec. 6.10.9.3.2-2	Vr= ϕ_v *Vn (N) Ec. 6.10.9.3.2-8
900.0	0.629	0.346	4719938.4	4,468,431.8	4719938.4	4,468,431.8
1,100.0	0.443	0.423	4418726.2	3,976,505.3	4418726.2	3,976,505.3
1,300.0	0.337	0.500	4202895.6	3,606,960.4	4202895.6	3,606,960.4
1,650.0	0.234	0.635	3930009.9	3,124,756.2	3930009.9	3,124,756.2
1,650.0	0.234	0.635	3930009.9	3,124,756.2	3930009.9	3,124,756.2
1,650.0	0.234	0.635	3930009.9	3,124,756.2	3930009.9	3,124,756.2

Los valores máximos de las ecuaciones 6.10.9.3.2-2 y 6.10.9.3.2-8 son:

$$V_r \text{ (Ec2)} = 4'719,938.4 \text{ (N)}$$

$$V_r \text{ (Ec8)} = 4'468,431.8 \text{ (N)}$$

La resistencia al corte en esta sección de diseño se chequea como sigue:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * Q_i = R_r \quad \text{Art. 1.3.2.1}$$

para este caso tendríamos:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * V_i = V_r$$

$$\eta_i = 1.0$$

Del cuadro COMBINACIÓN DE EFECTOS EN PUNTOS DE CORTE MÁXIMO tenemos que para el estado Límite de Resistencia:

$$\sum \eta_i * \gamma_i * V_i = 1'193,469.0 \text{ (N)}$$

Por lo tanto la resistencia al corte (V_r) del alma no rigidizada es menor que la resistencia al corte de un alma rigidizada, por lo que ésta, debe ser rigidizada.

5.6.7. RIGIDIZADORES

5.6.7.1. Diseño de Rigidizadores Transversales Intermedios

Art. 6.10.11.1 Rigidizadores Transversales Intermedios:

Art. 6.10.11.1.1 Disposiciones Generales:

Los rigidizadores transversales deberán consistir en placas o perfiles soldados o apernados a uno o ambos lados del alma.

► Los rigidizadores que no se utilicen como placas de conexión deberán apoyar firmemente en el ala de compresión, pero no es necesario que estén en contacto pleno con el ala de tracción.

► Los rigidizadores que se utilicen como placas de unión para diafragmas o marcos transversales se deberán conectar a ambas alas mediante soldadura o pernos. Para las almas en las cuales:

$$\frac{D}{t_w} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (6.10.11.1.1.1-1)$$

Los rigidizadores que se utilicen como placa de unión solamente deberán satisfacer los requisitos del artículo 6.10.11.1.2.

La distancia desde el extremo de una soldadura alma – rigidizador hasta el borde más próximo de la soldadura alma – ala o rigidizador longitudinal – ala adyacente no deberá ser menor que $4t_w$ ni mayor que $6t_w$.

Art. 6.10.11.1.2 Ancho Saliente:

El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_f \geq 50 + \frac{d}{30} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

y

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{bf}{4} \quad (6.10.11.1.2-2)$$

Donde:

b_f = ancho total del ala de compresión mas ancha dentro de la sección considerada (mm).

d = profundidad total de la sección de acero (mm).

t_p = espesor de un elemento rigidizador saliente (mm).

El borde exterior de todos los rigidizadores deberá estar a una distancia mayor o igual que 25mm del borde exterior de cualquiera de las alas.

Art. 6.10.11.1.3 Momento de Inercia:

El momento de inercia de cualquier rigidizador transversal deberá satisfacer:

$$I_t \geq d_o * t_w^3 * J \quad (6.10.11.1.3-1)$$

donde:

J = relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa del alma.

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad (6.10.11.1.3-2)$$

d_o = separación entre rigidizadores transversales (mm)

I_t = momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴)

Art. 6.10.11.1.4 Área:

Los rigidizadores transversales intermedios que deban soportar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma tal como se especifica en el Artículo 6.10.9.3 deberán satisfacer:

$$A_s \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1-C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 \quad (6.10.11.1.4-1)$$

Donde :

F_{crs} = tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (Mpa)

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.4-2)$$

Donde:

ϕ_v = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 6.5.4.2

A_s = área del rigidizador; área total de ambos rigidizadores en el caso de los rigidizadores utilizados de a pares (mm²).

B = 1.0 para pares de rigidizadores

1.8 para rigidizadores simples

2.4 para rigidizadores de placa simple

C = relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte determinada mediante las Ecuaciones 6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5 o 6.10.9.3.2-6, según corresponda

F_{ys} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

V_n = resistencia nominal al corte determinada como se especifica en los Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N)

V_u = corte debido a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia (N)

La primera especificación a chequear es la proyección del ancho del rigidizador transversal intermedio. El ancho, b_t , de cada rigidizador a proyectar deberá satisfacer lo siguiente:

$$\boxed{t_p = 10\text{mm}} \quad \text{Espesor del Rigidizador asumido}$$

$$d = (2600 + 25 + 25) = 2650\text{mm}$$

$$b_f = 350\text{mm}$$

$$b_t = 50 + \frac{2650}{30} = 138.33\text{ mm}$$

$$\boxed{b_t = 140.0\text{ mm}}$$

$$16t_p = 160\text{mm}$$

$$b_f/4 = 87.5\text{mm}$$

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{OK}$$

La segunda especificación a chequear es el momento de inercia del rigidizado. Este requerimiento es intencionado a asegurar la suficiente rigidez del mismo. El momento de inercia de cualquier rigidizador transversal intermedio deberá satisfacer lo siguiente:

$$I_t \geq d_o * t_w^3 * J$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

$$d_o = 1650\text{mm}$$

$$t_w = 10\text{mm}$$

$$D = 2600\text{mm}$$

$$J = 2.5 \left(\frac{2600}{1650} \right)^2 - 2.0 = 4.21 \geq 0.5 \quad \text{OK}$$

$$d_o t_w^3 J = 1650 * 10^3 * 4.21 = 6'946,500.0 \text{ mm}^4$$

$$I_t = \frac{t_p * b_t^3}{3} = \frac{10 * 140^3}{3} = 9'146,666.7 \text{ mm}^4$$

$$I_t \geq d_o * t_w^3 * J \quad \text{OK}$$

La tercera especificación a chequear es el área del rigidizador transversal intermedio. Este requerimiento es intencionado a asegurar el área suficiente para resistir la componente vertical del campo de tensiones. El área de cualquier rigidizador transversal intermedio debe satisfacer lo siguiente:

$$A_s \geq \left[0.15 B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} \cdot t_w^2$$

B = 2.4 para rigidizadores de placa simple.

D = 2600mm

t_w = 10mm

C = 0.629 Art. 6.10.9.3.2

V_u = 1'193,469.0 (N)

V_r = 4'719,938.4 (N)

F_{yw} = 345 MPa

E = 200000 MPa

b_t = 140mm

t_p = 10mm

$$F_{crs} = \frac{0.31 * 200000}{\left(\frac{140}{10} \right)^2} \leq 345$$

F_{crs} = 317.35 Mpa

$$A_s = b_t * t_p = 140 * 10 = 1400 \text{ mm}^2$$

$$\left[0.15 * 2.4 * \frac{2600}{10} (1 - 0.629) \left(\frac{1193,469}{4719938.4} \right) - 18 \right] \frac{345}{317.35} 10^2 = -1002.27 \text{mm}^2$$

Por lo que se puede observar que el chequeo del área queda automáticamente satisfecho.

En conclusión podemos decir que los espaciamientos y dimensiones de los rigidizadores transversales intermedios cumplen a cabalidad con las especificaciones del código.

5.6.7.2. Diseño de Conectores de Corte:

Art. 6.10.10 Conectores de Corte:

Art. 6.10.10.1 Disposiciones Generales:

En las secciones compuestas se deberá proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz.

Normalmente se deberán proveer conectores de corte en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo.

Art. 6.10.10.1.1 Tipos:

Los conectores de corte tipo perno y tipo canal se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del presente artículo.

La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0.

Los conectores de corte deberían ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el hormigón para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el hormigón.

Los conectores deberán ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales entre el hormigón y el acero.

Los conectores de corte tipo canal deberán tener soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal.

Art. 6.10.10.1.2 Separación de los conectores de corte en la dirección de la carga

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga se deberá determinar de manera de satisfacer el Estado Límite de Fatiga, tal como se especifica en los Artículos 6.10.10.2 y 6.10.10.3. El número de conectores de corte resultante no deberá ser menor que el número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia tal como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.

La separación de los conectores de corte en la dirección de la carga, p , deberá satisfacer:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.10.10.1.2 - 1)$$

donde:

V_{sr} =rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)

$$V_{sr} = \frac{V_f Q}{I} \quad (6.10.10.1.2 - 2)$$

donde :

I =momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (n) (mm^4).

n =número de conectores de corte en una sección transversal.

P =separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

Q =primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3)

V_a =rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para estado límite de fatiga en la tabla 3.4.1 – 1, tomando la sobrecarga de fatiga con se especifica en el artículo 3.6.1.4 (N).

Z_r =resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual determinado como se especifica en el Art. 6.10.10.2 (N).

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

Art. 6.10.10.1.4 Recubrimiento de Hormigón y Penetración:

La profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50 mm. Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 50 mm en el tablero de hormigón.

Art. 6.10.10.2 Resistencia a la Fatiga:

La resistencia al corte para fatiga de un conector de corte, Z_r , se deberá tomar como:

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38d^2}{2} \quad (6.10.10.2-1)$$

donde:

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (6.10.10.2-2)$$

y donde:

d.- diámetro del perno (mm)

N.- número de ciclos especificados en el Art. 6.6.1.2.5

Art. 6.6.1.2.5 Resistencia a la Fatiga:

A excepción de lo especificado a continuación, la resistencia nominal a la fatiga se deberá tomar como:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (6.6.1.2.5-1)$$

Donde:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (6.6.1.2.5-2)$$

y donde:

A = constante tomada de la tabla 6.6.1.2.5-1 (Mpa²)

n = número de ciclos por pasada de camión tomado de la tabla 6.6.1.2.5-2

(ADTT)_{SL} ADTT en un único carril como se especifica en el artículo 3.6.1.4

(ΔF)_{TH} = Umbral de fatiga para amplitud constante tomado de tabla 6.6.1.2.5-3

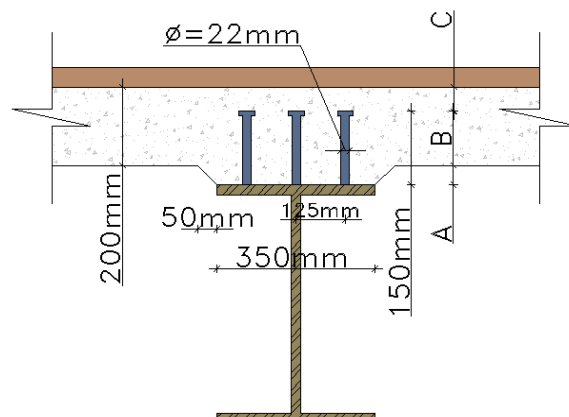
Tabla 6.6.1.2.5-1 Constante A según la Categoría para diseño a fatiga

CATEGORÍA PARA DISEÑO A FATIGA	CONSTANTE A × 10 ¹¹ (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	5.61
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	10.3

Tabla 6.6.1.2.5-2 Ciclos por pasada de camión, n

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

La siguiente figura muestra los conectores de corte tipo perno que se utilizará para el cálculo:



CONECTORES DE CORTE EMBEBIDOS			
REGION A FLEXION	A	B	C
POSITIVA	74mm	76mm	124mm

Es común que al configurar el perno se lo haga tal que su longitud hasta su cabeza quede cerca del medio de la losa de concreto.

La relación entre la altura y el diámetro de un conector de corte tipo perno no deberá ser menor 4.0 (Art. 6.10.10.1.1).

$$h_{\text{perno}} = 150 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{perno}} = 22 \text{ mm}$$

$$\frac{h_{\text{perno}}}{\phi_{\text{perno}}} = \frac{150}{22} = 6.8 \approx 7 \quad \text{ok}$$

El paso, p , de los conectores de corte deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad ; \quad V_{sr} = \frac{V_f Q}{I} \quad \text{por lo tanto}$$

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r \cdot I}{V_f \cdot Q}$$

Los parámetros I y Q serán calculados basándose en la sección compuesta a corto plazo utilizando el ancho efectivo de la losa de concreto.

$$n = 3$$

$$I = 107'667'507,860.0 \text{ mm}^4 \quad \text{inercia en la abscisa 1,484.8mm}$$

$$B = 2600 \text{ mm} \quad \text{ancho efectivo losa de concreto}$$

$$b = 2600/8 = 325 \text{ mm} \quad \text{ancho transformado corto plazo (n)}$$

$$t = 200 \text{ mm} \quad \text{espesor de losa de concreto}$$

$$A_{hn} = 352 \cdot 200 = 65000 \text{ mm}^2 \quad \text{sección efectiva de concreto}$$

$y = \left(h_{total} - \left(Y_{cg} + \frac{t}{2} \right) \right)$ distancia desde el eje neutro de la losa de concreto hasta el eje neutro de la sección compuesta a corto plazo en la abscisa 1484.8mm.

$$y = \left(2900 - \left(2183.6 + \frac{200}{2} \right) \right) = 616.40 \text{ mm}$$

$$Q = A_h n y = 65000 * 616.40 = 40'066,000.0 \text{ mm}^3$$

El máximo rango de corte por carga viva para fatiga está localizado en el apoyo. El valor factorado es calculado como sigue:

$$\gamma_{fatiga} = 1.75$$

$$V_{cv+IM} = 210,670.3 \text{ (N)} \quad \text{cortante máximo en la abscisa 1484.8 mm}$$

$$V_{sr} = 0.75 * 210,670.3 = 158,002.725 \text{ N}$$

$$ADTT_{SL} = 2975 \text{ T/D/L} \quad \text{trafico medio diario de camiones en un único carril (refiérase a la sección de Diseño a Flexión para el Estado Límite de Fatiga y Fractura)}$$

$$n = 1.0 \quad \text{tabla 6.6.1.2.5-2 vigas de un solo tramo > 12000mm}$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} = (365)(75)*1.0*2975 = 81,440,625$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N = 238 - 29.5 \log(81,440,625) = 4.63$$

$$d = 22 \text{ mm}$$

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38d^2}{2}$$

$$\alpha * d^2 = 2240.92 \quad \frac{38 \cdot d^2}{2} = 9196.0 \quad \text{por lo que:}$$

$$Z_r = 9196 \text{ N}$$

$$p = \frac{3 * 9196 * 107667507860.0}{158002.725 * 40066000} = 469 \text{ mm}$$

Por lo tanto basándonos en los cálculos realizados para obtener la separación entre conectores de corte y para satisfacer el estado límite de fatiga, adoptamos la siguiente separación a lo largo de toda la longitud de la viga:

p = 470 mm

Adicionalmente los conectores de corte los siguientes requerimientos en cuanto a separación:

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

$$p \leq 600 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

$$p \geq 6 * d$$

$$d = 22 \text{ mm} \quad 6 * 22 = 132 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Art. 6.10.1.3 Separación Transversal:

Se deberá colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable. La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento.

La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25 mm.

$$4 * d = 4 * 22 = 88 \text{ mm}$$

Espaciamiento Transversal = 125 mm (ver esquema de configuración) **OK**

$$\text{Distancia libre} = \frac{350}{2} - 125 - \frac{d}{2}$$

$$\text{Distancia libre} = 39 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

C = 124mm > 50mm **ok** Profundidad libre de recubrimiento

B = 76 mm > 50mm **ok** Distancia a penetrar en el tablero

Art. 6.10.10.4 Estado Límite de Resistencia:

Art. 6.10.10.4.1 Disposiciones Generales:

La resistencia al corte mayorada de un único conector de corte, Q_r , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.10.10.4.1-1)$$

donde:

Q_n = resistencia nominal al corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Art. 6.10.10.4.3 (N)

ϕ_{sc} = factor de resistencia para conectores de corte especificado en el Art. 6.5.4.2

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n , sobre la región considerada se deberá tomar como:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (6.10.10.4.1-2)$$

Donde:

P = Fuerza de corte nominal total determinada como se especifica en el Art. 6.10.10.4.2 (N)

Q_r = resistencia al corte mayorada de un conector de corte determinada mediante la ecuación 6.10.10.4.1-1

Art. 6.10.10.4.2 Fuerza de corte Nominal:

Para los tramos simples y para los tramos compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal total, P , entre

el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se deberá tomar como:

$$P = P_p$$

donde:

P_p = fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón en el punto de máxima sobrecarga positiva más momento de impacto (N) tomada como el menor de los siguientes valores:

$$P_{1p} = 0.85 \cdot f_c \cdot b_s \cdot t_s \quad (6.10.10.4.2-2)$$

o bien

$$P_{2p} = F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}$$

donde :

$$b_s = \text{ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)}$$

$$t_s = \text{espesor del tablero de hormigón (mm)}$$

$$f_c = 28 \text{ MPa}$$

$$b_s = 2600 \text{ mm}$$

$$t_s = 200 \text{ mm}$$

$$F_y = 345 \text{ Mpa} \quad \text{Esfuerzo de fluencia para alma y alas.}$$

$$D = 2600 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$b_{ft} = 400 \text{ mm} \quad \text{Abscisa 1484.75}$$

$$t_{ft} = 25 \text{ mm} \quad \text{Abscisa 1484.75}$$

$$b_{fc} = 350 \text{ mm} \quad \text{Abscisa 1484.75}$$

$$t_{fc} = 25 \text{ mm} \quad \text{Abscisa 1484.75}$$

$$0.85 \cdot 28 \cdot 2600 \cdot 200 = 12376000 \text{ N}$$

$$(345 \cdot 2600 \cdot 10) + (345 \cdot 400 \cdot 25) + (345 \cdot 350 \cdot 25) = 15438750 \text{ N}$$

Por lo que, **$P = 12376000 \text{ (N)}$**

Art. 6.10.10.4.3 Resistencia nominal al corte:

La resistencia nominal a corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq A_{sc}F_u \quad (6.10.10.4.3-1)$$

donde:

A_{sc} = Área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno (mm^2)

E_c = Módulo de Elasticidad del Hormigón del tablero determinado como se especifica en el Art. 5.4.2.4 (Mpa)

F_u = Mínima resistencia a la tracción especificada de un conector de corte tipo perno determinada como se especifica en el Art. 6.4.4 (Mpa)

$$A_{sc} = \pi \frac{d^2}{4} = 380\text{mm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 26752 \text{ Mpa}$$

$$F_u = 420 \text{ Mpa}$$

$$0.5 * 380 * \sqrt{28 * 26752} = 164441 \text{ N}$$

$$380 * 420 = 159600 \text{ N}$$

por lo tanto

$$Q_n = 159600 \text{ N}$$

$$Q_r = 0.85 * 159600 = 135660 \text{ N}$$

$$\mathbf{Q_r = 135660 \text{ N}}$$

Entonces el número de conectores de corte dispuestos entre la sección de máximo momento positivo (centro de la luz) y cada punto de momento nulo adyacente, no deberá ser menor que lo siguiente:

$$n = 12376000 / 135660 =$$

$$n = 91.2$$

La distancia entre el extremo de la viga y el punto de localización de máximo momento positivo es:

$$L = 29695 \text{ mm}$$

Usando la separación calculada de 470mm y utilizando la longitud arriba descrita el número de conectores de corte dispuestos esta como sigue:

$$n = 3 \frac{L}{P} \quad (\text{Se multiplica por 3 debido a que son 3 pernos en forma transversal})$$

$$n = 189.5 \approx 190 \text{ pernos} > 91 \quad \text{OK}$$

5.6.7.3. Diseño de Rigidizadores de Apoyo:

Los rigidizadores de apoyo son requeridos para resistir las reacciones de los apoyos y otras cargas concentradas, en la condición final del puente o durante su construcción.

Los rigidizadores de apoyo usualmente consisten en una placa conectada a cada lado del alma. Un buen inicio para el diseño generalmente es asumir sus dimensiones; si esta configuración no provee suficiente resistencia, dos placas pueden ser usadas para cada lado del alma.

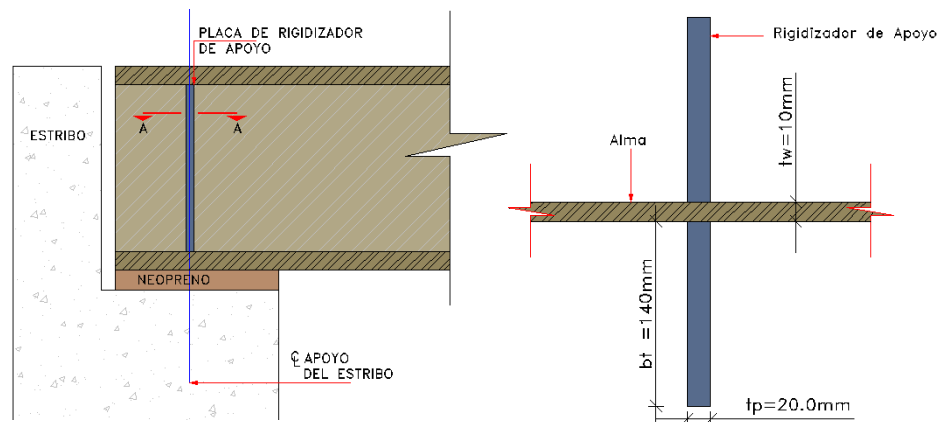


Figura V - 20: Configuración de los rigidizadores de apoyo en Elevación (Izquierda) y en Planta (Derecha)

Art. 6.10.11.2 Rigidizadores de Apoyo:

Art. 6.10.11.2.1 Disposiciones Generales:

Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo.

En las ubicaciones de apoyo de los perfiles laminados y en otras ubicaciones de una sección armada o un perfil laminado sujetas a cargas concentradas, cuando las cargas no sean transmitidas a través de un tablero o sistema de tablero, se deberán colocar rigidizadores de apoyo o bien el alma deberá satisfacer los requisitos del Artículo D6.5.

Los rigidizadores de apoyo deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o apernados a ambos lados del alma. Las uniones al alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debida a las cargas mayoradas.

Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas.

Cada rigidizador se deberá cepillar de manera que apoye contra el ala a través de la cual recibe su carga o bien se deberá fijar a dicha ala mediante una soldadura en ranura de penetración total.

Art. 6.10.11.2.2 Ancho Saliente:

El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad (6.10.11.2.2-1)$$

donde:

F_{yt} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

t_p = espesor del elemento saliente (mm.)

Art. 6.10.11.2.3 Resistencia al aplastamiento

La resistencia al aplastamiento mayorada para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo se deberá tomar como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n \quad (6.10.11.2.3-1)$$

donde:

$(R_{sb})_n$ = resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortado de los rigidizadores de apoyo (N)

$$= 1.4 A_{pn} F_{ys} \quad (6.10.11.2.3-2)$$

donde:

ϕ_b = factor de resistencia para aplastamiento especificado en el Art. 6.5.4.2

A_{pn} = área de los elementos de un rigidizador que sobresale mas allá de las soldaduras de filete entre el alma y un ala pero no mas allá del borde del ala (mm²)

F_{ys} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

Art. 6.10.11.2.4 Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo

Art. 6.10.11.2.4a Disposiciones Generales:

La resistencia axial mayorada, P_r , se deberá determinar como se especifica en el Artículo 6.9.2.1 usando la mínima resistencia a la fluencia especificada de las placas rigidizadoras, F_{ys} . El radio de giro se deberá calcular respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a 0.75D, siendo D la profundidad del alma.

Art. 6.10.11.2.4b Sección efectiva

Para los rigidizadores apernados al alma, la sección de columna efectiva deberá consistir exclusivamente en los elementos rigidizadores.

Excepto que aquí se especifique lo contrario, para los rigidizadores soldados al alma se deberá incluir una parte del alma como parte de la sección de columna

efectiva. Para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, las secciones de columna efectivas deberán consistir en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extienda no más de $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores. Si se utiliza más de un par de rigidizadores, la sección de columna efectiva deberá consistir en todos los elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extienda no más de $9t_w$ a cada lado de los elementos exteriores del grupo.

No se deberá incluir la franja del alma en la sección efectiva en el caso de los apoyos interiores de los tramos continuos de los elementos híbridos en los cuales la mínima resistencia a la fluencia especificada del alma es menor que 70 por ciento de la resistencia mínima a la fluencia especificada del ala de mayor resistencia. Si la mínima resistencia a la fluencia especificada del alma es menor que la de las placas rigidizadoras, la franja del alma incluida en la sección efectiva se deberá reducir multiplicando por la relación F_{yw}/F_y

Art. 6.9.2 Resistencia a la Compresión:

La resistencia mayorada de los componentes en compresión, P_r , se deberá tomar como:

$$P_r = \phi_c P_n \quad (6.9.2.1-1)$$

donde:

P_n = resistencia nominal a la compresión como se especifica en los artículos 6.9.4 o 6.9.5, según corresponda (N).

ϕ_c = factor de resistencia para compresión como se especifica en el artículo 6.5.4.2

Art. 6.9.4 Elementos no compuestos:

Para los elementos que satisfacen los requisitos de ancho/espesor especificados en el Artículo 6.9.4.2, la resistencia nominal a la compresión, P_n , se deberá tomar como:

Si $\lambda \leq 2.25$, entonces:

$$P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_g \quad (6.9.4.1-1)$$

Si $\lambda > 2.25$, entonces:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda} \quad (6.9.4.1-3)$$

donde:

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

y donde:

- A_g = área bruta de la sección transversal (mm²)
- F_y = mínima resistencia a la fluencia especificada (MPa)
- E = módulo de elasticidad (Mpa)
- k = factor de longitud efectiva especificado en el Art. 4.6.2.5
- l = longitud no arriostrada (mm)
- r_s = radio de giro respecto al plano de pandeo (mm)

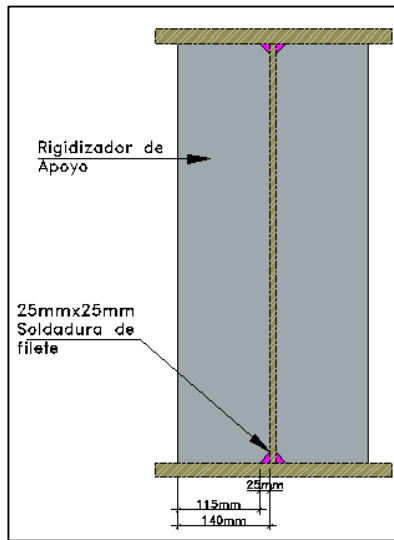
La proyección del ancho, b_t , de cada rigidizador deberá satisfacer la siguiente ecuación (6.10.11.2.2-1):

$$b_f \leq 0.48 * 20 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 231 \text{ mm}$$

$$b_f = 140 \text{ mm} < 231 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

La resistencia del apoyo deberá ser suficiente para resistir la reacción factorada actuando sobre el rigidizador de apoyo. La resistencia facturada al aplastamiento $(R_{sb})_r$ se calcula con la ecuación (6.10.11.2.3-1)

$\phi_b = 1.00$ Para aplastamiento sobre pasadores en orificios escariados o perforados o sobre superficies cepilladas



$$\begin{aligned}
 b_{\text{rigapoyo}} &= b_t - 25\text{mm} = 115\text{mm} \\
 A_{\text{pn}} &= 2b_{\text{rigapoyo}} \cdot t_p = 4600\text{mm}^2 \\
 F_y &= 345 \text{ MPa} \\
 (R_{\text{sb}})_n &= 1.4 \cdot 4600 \cdot 345 = \\
 (R_{\text{sb}})_n &= 2221800 \text{ N} \\
 (R_{\text{sb}})_r &= 1.0 \cdot 2221800 = 2221800 \text{ N}
 \end{aligned}$$

La reacción factorada en el apoyo sobre el estribo esta calculada como sigue, utilizando los factores de carga correspondientes a carga muerta (γ_{DC}), capa de rodadura (γ_{DW}) y carga viva (γ_{LL}) y utilizando las reacciones obtenidas en el análisis de la viga cargada:

$$\begin{aligned}
 \text{Reaccion}_{\text{factorada}} &= (\gamma_{\text{DC}} \cdot R_{\text{DC}}) + (\gamma_{\text{DW}} \cdot R_{\text{DW}}) + (\gamma_{\text{LL}} \cdot R_{\text{LL}}) \\
 &= (1.25 \cdot (764877)) + (1.50 \cdot 99033) + (1.75 \cdot 484200)
 \end{aligned}$$

$\text{Reaccion}_{\text{factorada}} = 1976754 \text{ N} < 2221800 \text{ N} \quad \text{OK}$
--

Por lo tanto, los rigidizadores de apoyo en los estribos satisfacen con los requerimientos de resistencia.

El chequeo final que se le debe realizar a los rigidizadores de apoyo esta relacionado con la resistencia axial de los mismos de acuerdo a las disposiciones del Art. 6.10.11.2.4. La resistencia axial factorada se determina como se especifica en el Art. 6.9.2 .1. Se utiliza la siguiente ilustración en la cual no basaremos para los cálculos:

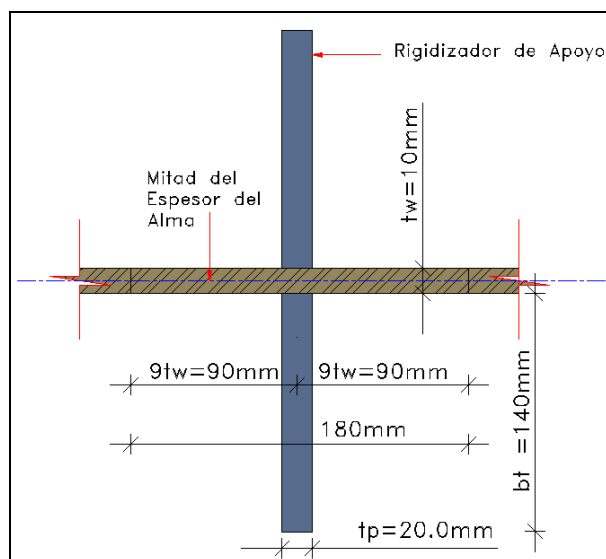


Figura V - 21: Art. 6.10.11.2.4b Sección efectiva

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0.90 \quad \text{Factor de resistencia para compresión axial.}$$

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$kl = (0.75)(2600\text{mm}) = 1950\text{mm}$$

$$I_g = \frac{[20\text{mm} \cdot (290\text{mm})^3]}{12} + \frac{[180\text{mm} \cdot (10\text{mm})^3]}{12}$$

$$I_g = 40663333 \text{ mm}^4$$

$$A_g = (20\text{mm} \cdot 290) + (180 \cdot 10)$$

$$A_g = 7600 \text{ mm}^2$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}} = \sqrt{\frac{40663333}{7600}}$$

$$r_s = 73.15 \text{ mm}$$

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \left(\frac{1950}{73.15\pi} \right)^2 \frac{345}{200000} = 0.124$$

Por tanto $\lambda \leq 2.25$

$$\text{Por tanto } P_n = 0.66^\lambda F_y A_g = 0.66^{0.124} 345 * 7600$$

$$P_n = 2490325.6 \text{ N}$$

$$P_r = 0.90 * 2490325.6 = 2241293 \text{ N}$$

$P_r = 2241293 \text{ N} > \text{Reaccion}_{\text{factorada}}$	OK
--	-----------

Por lo tanto la configuración asumida de los rigidizadores de apoyo satisface todas las disposiciones que el código requiere.

5.6.8. DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS:

5.6.8.1. Introducción

C6.13.3.1

Para las soldaduras de filete que conectan aceros con resistencias a la fluencia mínimas especificadas mayores que 345 MPa se recomienda fuertemente utilizar un metal de soldadura de menor resistencia que el metal base.

Investigaciones realizadas han demostrado que las soldaduras en las cuales el metal de soldadura tiene menor resistencia que el metal base son mucho menos sensibles a la fisuración retrasada inducida por hidrógeno y por lo tanto es más probable que con ellas se logren soldaduras libres de defectos de manera más consistente.

Art. 6.13.3 Uniones Soldadas:

Art. 6.13.3.1 Disposiciones Generales:

El metal base, el metal de soldadura y los detalles de diseño de las soldaduras deberán satisfacer los requisitos del Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS D1.5M/ D1.5. Los símbolos referentes a las soldaduras deberán ser los especificados en la Publicación A2.4 de la AWS.

En las soldaduras de ranura y filete se deberá utilizar metal de soldadura de resistencia equivalente a la del metal base, a menos que al detallar las soldaduras de filete el Ingeniero opte por especificar clasificaciones de electrodos con resistencias menores que el metal base, en cuyo caso el procedimiento de soldadura y el metal de soldadura se deberán seleccionar de manera de garantizar que las soldaduras estén libres de defectos.

Art. 6.13.3.2 Resistencia mayorada

Art. 6.13.3.2.1 Disposiciones Generales:

La resistencia mayorada de las uniones soldadas, R_r , en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como se especifica en los Artículos 6.13.3.2.2 a 6.13.3.2.4.

El área efectiva de la soldadura se deberá tomar como se especifica en el Artículo 6.13.3.3. La resistencia mayorada de los elementos de conexión se deberá tomar como se especifica en el Artículo 6.13.5.

Art. 6.13.3.2.4 Uniones mediante soldadura de filete:

Art. 6.13.3.2.4a Tracción y Compresión:

La resistencia mayorada de las uniones mediante soldaduras de filete sujetas a tracción o compresión paralela al eje de la soldadura se deberá tomar como la resistencia mayorada del metal base.

Art. 6.13.3.2.4b Corte:

La resistencia de las soldaduras de filete sujetas a corte que se hayan realizado con metal de soldadura de resistencia equivalente o menor que la del metal base

y que respondan a los típicos perfiles de soldadura se deberá tomar como el producto entre el área efectiva especificada en el Artículo 6.13.3.3 y la resistencia mayorada del metal de soldadura tomada como:

$$R_r = 0.6\phi_{e2}F_{exx} \quad (6.13.3.2.4b-1)$$

F_{exx} =resistencia del metal de soldadura (Mpa)

ϕ_{e2} = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 6.5.4.2

C6.13.3.2.4a

Las uniones entre ala y alma mediante soldaduras de filete se pueden diseñar sin considerar la tensión de tracción o compresión en los elementos paralelos al eje de las soldaduras.

Art. 6.13.3.3 Área efectiva:

El área efectiva deberá ser la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva será la menor distancia desde la raíz de la junta hasta la cara de la soldadura.

Art. 6.13.3.4 Tamaño de las soldaduras de filete:

El tamaño de una soldadura de filete que se puede asumir al diseñar una conexión debe ser tal que las fuerzas debidas a las cargas mayoradas no superen la resistencia mayorada de la conexión especificada en el Artículo 6.13.3.2.

El máximo tamaño de las soldaduras de filete que se pueden usar a lo largo de los bordes de las partes conectadas se deberá tomar como:

- Para material de espesor menor que 6 mm: el espesor del material conectado, y

- Para material de espesor mayor o igual que 6 mm: 2 mm menos que el espesor del material, a menos que la documentación técnica especifique que la debe realizarse de manera de obtener el espesor de garganta total.

El mínimo tamaño de una soldadura de filete se debería tomar como se especifica en la Tabla 6.13.3.4-1. No es necesario que el tamaño de la soldadura sea mayor que el espesor de la pieza conectada de menor espesor. El Ingeniero podrá autorizar el uso de soldaduras de filete de menor tamaño en base a la tensión aplicada y al uso de un precalentamiento adecuado.

Espesor del metal base de la pieza conectada de menor espesor (T)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete
mm	mm
$T \leq 20$	6
$20 < T$	8

Tabla V - 20: Tamaño mínimo de soldaduras de filete (AASHTO LRFD tabla 6.13.3.4-1)

Art. 6.13.3.5 Mínima longitud efectiva de las soldaduras de filete:

La mínima longitud efectiva de una soldadura de filete será igual a cuatro veces su tamaño y en ningún caso será menor que 40 mm.

Art. 6.13.3.6 Retorno de los extremos de las soldaduras de filete:

Las soldaduras de filete que resisten una fuerza de tracción no paralela al eje de la soldadura o dimensionadas para soportar tensiones repetidas no deberán terminar en las esquinas de una pieza o elemento. Cuando sea posible hacer estos retornos en el mismo plano, los retornos deberán girar la esquina de forma continua, en todo su tamaño, en una longitud igual a dos veces el tamaño de la soldadura. Los retornos de los extremos de las soldaduras deberán estar indicados en la documentación técnica. Las soldaduras de filete depositadas en los lados opuestos de un plano de contacto común entre dos partes se deberán interrumpir en una esquina común a ambas soldaduras.

C6.13.3.6

No se deben proveer retornos de los extremos alrededor de los rigidizadores transversales.

Para este diseño dos conexiones con soldadura de filete serán diseñadas usando electrodos E60 equivalente a E483:

- Conexión soldada entre rigidizador de apoyo y el alma
- Conexión soldada entre el alma y las alas.

5.6.8.2 Unión Rigidizador de Apoyo - Alma

Para la conexión soldada entre el rigidizador de apoyo y el alma, el filete de soldadura deberá resistir la reacción factorada calculada en la sección del diseño del rigidizador de apoyo:

$$\text{Reacción}_{\text{factorada}} = 1976754 \text{ N}$$

Asumimos un espesor de soldadura de filete igual a **6mm**. En muchos casos, el espesor de soldadura mínimo, como especifica la tabla 6.13.3.4-1, provee un conexión soldada que satisface todos los requerimientos de diseño. Por tanto tomar el espesor mínimo es un buen inicio para el diseño de soldadura tipo filete.

La resistencia de la soldadura a corte es el producto del área efectiva y la resistencia factorada del electrodo. La resistencia factorada del electrodo se calcula como estipula el Art. 6.13.3.2.4b:

$$R_r = 0.6 \cdot \phi_{e2} \cdot F_{exx}$$

$\phi_{e2} = 0.80$ Para metal de soldadura en soldaduras de filete: corte en la garganta de metal de soldadura

$F_{e483} = 483 \text{ MPa}$ clasificación de la resistencia del metal de soldadura

$$R_r = 0.6 \cdot 0.8 \cdot 483 = 231.84 \text{ MPa}$$

$$R_r = 232 \text{ MPa}$$

El área efectiva es igual a la longitud efectiva de soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva es la longitud más corta desde la raíz de la junta hasta la cara de la soldadura.

$$L_{\text{eff}} = 4 \cdot (D - 2 \cdot a)$$

$$= 4 \cdot (2600 - 50)$$

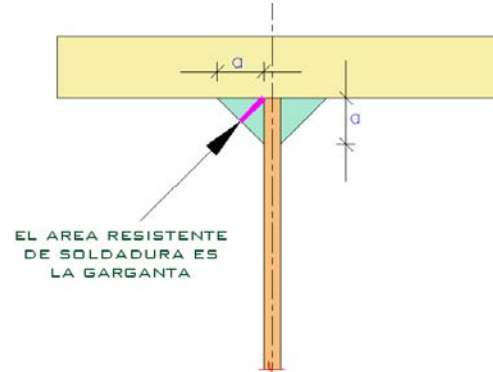
$$L_{\text{eff}} = 10200 \text{ mm}$$

$$e_{\text{weld}} = 6 \text{ mm} \quad (\text{asumido})$$

$$\text{Garganta}_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{e_{\text{weld}}^2 + e_{\text{weld}}^2}}{2}$$

$$\text{Garganta}_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{72}}{2} = 4.24 \text{ mm}$$

$$A_{\text{eff}} = L_{\text{eff}} \cdot \text{Garganta}_{\text{eff}} = 10200 \cdot 4.24 = 43248 \text{ mm}^2$$



La resistencia de la soldadura tipo filete se calcula como sigue:

$$\text{Resistencia} = R_r \cdot A_{\text{eff}} = 232 \cdot 43248$$

$$\text{Resistencia} = 10033536 \text{ N} > 1976754 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Para materiales con espesores de 6mm o más, el tamaño máximo de la soldadura de filete será 2mm menos que el espesor del material, a menos que la documentación técnica especifique que la debe realizarse de manera de obtener el espesor de garganta total.

Para la conexión a soldadura tipo filete entre el rigidizador de apoyo y el alma, el máximo tamaño de soldadura tipo filete requerido satisface, puesto que el espesor del rigidizador de apoyo es 20mm y el espesor del alma es 10mm

La longitud efectiva mínima de una soldadura tipo filete será igual a cuatro veces su tamaño y en ningún caso será menor que 40mm. Por lo tanto es requerimiento también es satisfecho.

En vista de que el espesor de 6mm de soldadura tipo filete cumple con todos los requerimientos de diseño se lo acepta.

5.6.8.3. Unión soldada entre el Alma y las Alas

Para las conexiones soldadas entre el alma y las alas, la soldadura tipo filete deberá resistir un corte horizontal factorado por unidad de longitud utilizando la expresión de esfuerzo cortante horizontal:

$$v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b} \quad \text{de la cual obtenemos el cortante horizontal por unidad de longitud:}$$

$q = \frac{V \cdot Q}{I}$ de acuerdo a esta expresión la sección mas crítica será en los apoyos donde el cortante es mayor y la inercia es menor.

Para la sección no compuesta, el corte horizontal factorado se calcula como sigue:

Abscisa	=	1484,75 mm	
• SECCIÓN NO COMPUESTA (Cm)			
Vcm	=	777.545,02 N	
Aps	=	8.750,00 mm ²	Área patín superior
Api	=	10.000,00 mm ²	Área patín inferior
I	=	46.887.299.304,59 mm ⁴	
ys	=	1.349,16 mm	Para patín superior
yi	=	1.275,84 mm	Para patín inferior
Qs	=	11.805.167,60 mm ³	Patín superior
			Patín
Qi	=	12.758.379,89 mm ³	inferior
qnoncomps	=	195,77 N/mm	Esfuerzo rasante superior
qnoncompi	=	211,58 N/mm	Esfuerzo rasante inferior
• SECCIÓN COMPUESTA 3n (Parapeto + Capa de Rodadura)			
Vcp	=	259.992,72 N	
Ah 3n	=	21.666,67 mm ²	Área de hormigón 3n
I 3n	=	80.318.862.667,51 mm ⁴	
yc	=	1.018,52 mm	C.g. área de hormigón
ys	=	856,02 mm	Para patín superior
yi	=	1.768,98 mm	Para patín inferior
Qs	=	29.558.186,95 mm ³	Patín superior+ Sección 3n
			Patín
Qi	=	17.689.774,15 mm ³	inferior
q3ns	=	95,68 N/mm	Esfuerzo rasante superior
q3ni	=	57,26 N/mm	Esfuerzo rasante inferior

• SECCIÓN COMPUESTA n (Carga Viva + IM)

Vcv+i	=	813.928,65 N	
Ah n		65.000,00 mm ²	Área de hormigón n
I n	=	107.667.507.859,96 mm ⁴	
yc	=	1.106,02 mm	C.g. área de hormigón
ys	=	453,87 mm	Para patín superior
yi	=	2.171,13 mm	Para patín inferior
Qs	=	75.862.851,83 mm ³	Patín superior+ Sección n
			Patín
Qi	=	21.711.275,63 mm ³	inferior
qns	=	573,50 N/mm	Esfuerzo rasante superior
qni	=	164,13 N/mm	Esfuerzo rasante inferior

• CORTANTE POR UNIDAD DE LONGITUD TOTAL

qtotal s	=	864,94 N/mm
qtotal i	=	432,97 N/mm

Utilizamos el cortante por unidad de longitud del patín superior para realizar los cálculos puesto que es el de mayor magnitud.

Asumimos un espesor de soldadura tipo filete de 8mm

$$e_{\text{weld}} = 8\text{mm}$$

$$\text{Garganta}_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{e_{\text{weld}}^2 + e_{\text{weld}}^2}}{2}$$

$$\text{Garganta}_{\text{eff}} = \frac{\sqrt{128}}{2} = 5.65 \text{ mm}$$

$$A_{\text{eff}} = 2 * \text{Garganta}_{\text{eff}} = 11.31 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

La resistencia de la soldadura tipo filete se calcula como sigue:

$$\text{Resistencia} = R_r * A_{\text{eff}} = 232 * 11.31$$

$$\text{Resistencia} = 2625 \text{ N/mm} > 864.94 \text{ N/mm} \quad \text{OK}$$

En vista de que el espesor de 8mm de soldadura tipo filete cumple con todos los requerimientos de diseño se lo acepta.

5.6.9. DISEÑO DE DIAFRAGMAS O MARCOS TRANSVERSALES:

Art. 6.7.4 Diafragmas y marcos transversales:

Los diafragmas o marcos transversales se podrán colocar al final de la estructura, sobre los apoyos interiores y de manera intermitente a lo largo del tramo.

La necesidad de utilizar diafragmas o marcos transversales se deberá investigar para todas las etapas correspondientes a los procedimientos constructivos supuestos y también para la condición final.

La investigación debería incluir pero no limitarse a lo siguiente:

- Transferencia de cargas de viento laterales de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos,
- Estabilidad del alma inferior para todas las cargas cuando se encuentra en compresión,
- Estabilidad del ala superior en compresión antes del curado del tablero, y
- Distribución de las cargas permanentes y sobrecargas verticales aplicadas a la estructura.

Se podrá especificar que los diafragmas o marcos transversales requeridos para condiciones diferentes a la condición final sean temporarios.

Si el modelo estructural usado para determinar las solicitaciones incluye marcos transversales o diafragmas permanentes, éstos se deberán diseñar para todos los estados límites aplicables para las solicitaciones calculadas. Como mínimo, los diafragmas y marcos transversales se deberán diseñar para transmitir las cargas de viento de acuerdo con los requisitos del Artículo 4.6.2.7 y deberán satisfacer todos los requisitos de esbeltez aplicables establecidos en los Artículos 6.8.4 o 6.9.3.

Las placas de unión para diafragmas y marcos transversales deberán satisfacer los requisitos especificados en el Artículo 6.6.1.3.1.

En el extremo del puente y en los puntos intermedios en los cuales la continuidad de la losa esté interrumpida los bordes de la losa deberán ser soportados mediante diafragmas u otros medios adecuados como se especifica en el Artículo 9.4.4.

C6.7.4.1

El requisito arbitrario de las Especificaciones AASHTO que establecía que la separación de los diafragmas no debía ser mayor que 7600 mm ha sido reemplazado por la exigencia de un análisis racional que muchas veces dará por resultado la eliminación de detalles y accesorios propensos a la fatiga.

Existen dos tipos de marcos transversales los tipo K y los tipos X cualquiera de los dos puede estar conformados por ángulos o tees estructurales.

Una regla general es usar marcos transversales tipo K cuando la relación de aspecto (esta es la relación entre el espaciamiento de vigas y la altura de la viga) es mayor que 1.5 y se usa marcos transversales tipo X cuando esta relación es menor que 1.5

S = 3250 mm espaciamiento entre vigas

h = 2695 mm en el centro de la luz

relación de aspecto = $3250/2695$ = 1.20

Por lo tanto los marcos transversales a utilizar son tipo X, para los cordones utilizaremos ángulos de patas iguales L 75x75x8mm y para las diagonales L100x100x10mm, por seguridad para el diseño utilizaremos la reacción de la fuerza de viento en los apoyos.

P_v	=	120	kg/m ²	(Presión de Viento Adoptada)
P_v	=	0.00118	Mpa	
c_{ab}	=	1210.87	mm	Distancia desde el patín inferior hasta C.G
L	=	60000	mm	Longitud total de viga
A	=	72652200	mm ²	Área de influencia del viento
F_t	=	$A \cdot P_v$	KN	Fuerza total de viento
F_t	=	85.53	KN	
R	=	$F_t/2$	KN	Reacción en apoyos.
R	=	42.765	KN	

- Esfuerzos en los cordones:

Cordones 2L75x75x8mm

A	=	1150	mm ²	Área de cada ángulo
r_{min}	=	22.6	mm	radio de giro mínimo de cada ángulo
ℓ	=	2827	mm	Longitud no conectada.
k	=	0.75 _{soldada}		Coef. Según tipo conexión.

Chequeo a tracción:

$(\ell/r)_{max}$	=	240		Para elementos de arriostramiento.
(ℓ/r)	=	$(2827/22.6)$	=	125.09 < 240 OK

Chequeo a compresión:

$(k \cdot \ell/r)_{max}$	=	140		Para elementos de arriostramiento.
(ℓ/r)	=	$(0.75 \cdot 2827/22.6)$	=	93.82 < 140 OK

- Esfuerzos en las diagonales:

Cordones 2L100x100x10mm

A	=	1920	mm ²	Área del Angulo
r	=	30.4	mm	Radio de giro del Angulo.

$$\ell = 3356 \text{ mm} \quad \text{Longitud no arriostrada.}$$

$$k = 0.75_{\text{soldada}} \quad \text{Coef. Según tipo conexión.}$$

Chequeo a tracción:

$$(\ell/r)_{\max} = 240 \quad \text{Para elementos de arriostramiento.}$$

$$(\ell/r) = (3356/30.40) = 110.39 < 240 \quad \text{OK}$$

Chequeo a compresión:

$$(k*\ell/r)_{\max} = 140 \quad \text{Para elementos de arriostramiento.}$$

$$(\ell/r) = (0.75*3356/30.40) = 82.80 > 140 \quad \text{OK}$$

Esfuerzo Real:

$$\sigma_t = R/A = 22.27 \text{ Mpa}$$

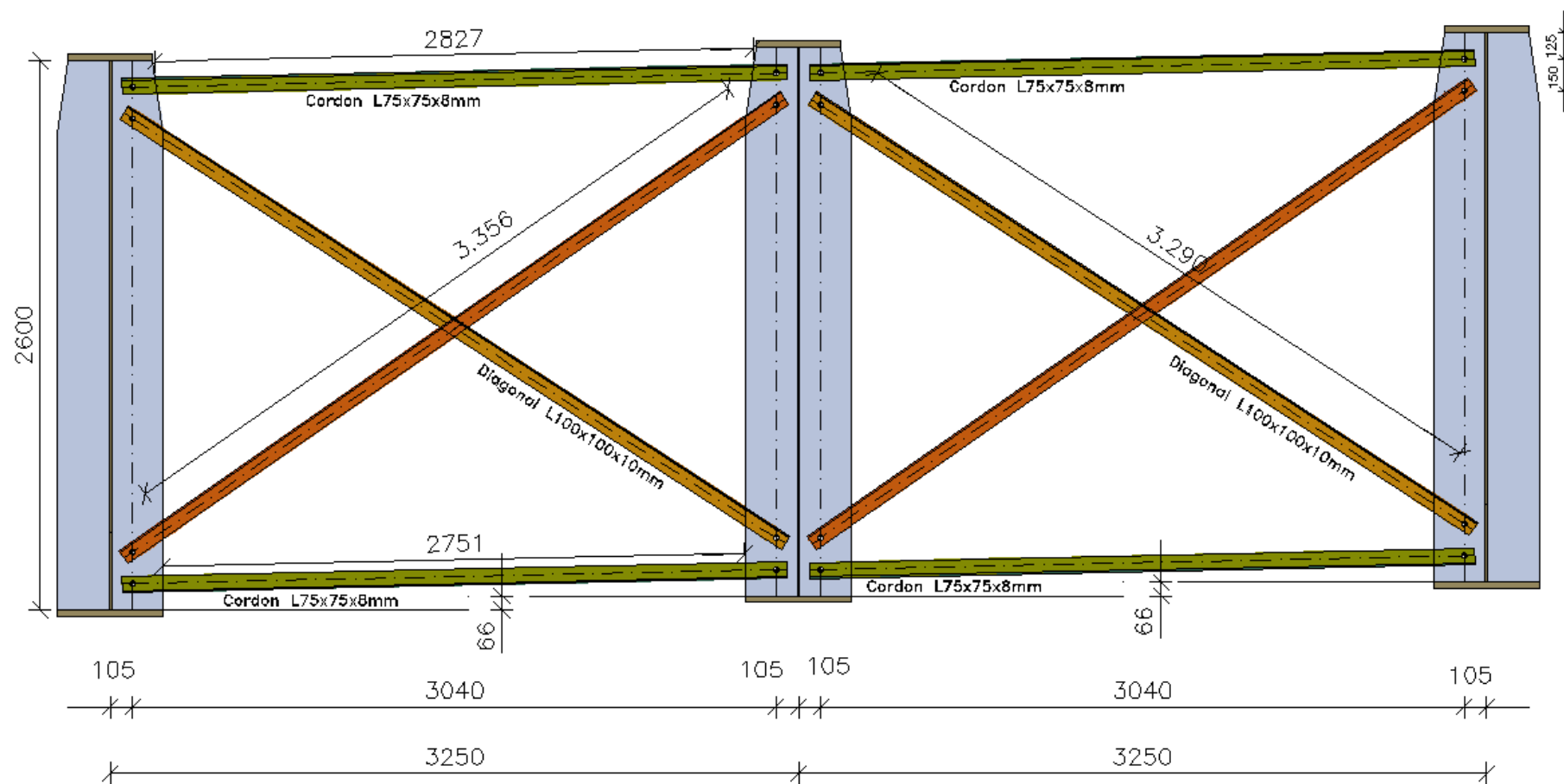
Según la tabla 3.4.1-1 Combinaciones de Carga para el Estado Límite de Servicio I WS (Carga de viento sobre la estructura) es 0.3 por lo que:

$$\sigma_t = W_s*T/A_n = 6.68 \text{ Mpa}$$

Esfuerzo Admisible:

$$F_a = 0.50F_u \quad \text{para secciones netas}$$

$$F_a = 0.50*485 = 242.5 \text{ Mpa} > 6.68 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$



5.6.10. ESTIMACIÓN DE DEFLEXIONES:

5.6.10.1. Introducción

Art. 6.7.4 Contra flechas para compensar los efectos de las cargas permanentes

Las estructuras de acero se deberán fabricar con contra flechas adecuadas para compensar las flechas que provoca la carga permanente y la falta de alineamiento vertical.

En los sistemas de celosía, arco y atirantados se podrán realizar modificaciones selectivas a las longitudes de los componentes, según corresponda, para:

- Ajustar la flecha debida a la carga permanente de manera de lograr la posición geométrica requerida,
- Reducir o eliminar el acortamiento de los nervios, y
- Ajustar el diagrama de momentos por cargas permanentes en las estructuras intermedias.

Art.6.10.3.5 Deflexiones por cargas permanentes:

Se deberá especificar una contra flecha para tomar en cuenta la deflexión por carga vertical calculada. La deflexión debida al peso del acero, del hormigón, de futuras superficies de rodamiento u otras cargas que no se aplican en el momento de la construcción se deberá informar por separado.

Criterios de Cálculo:

- Como flecha máxima por el lado de la seguridad tomaremos la luz del puente dividida entre setecientos $L/700$.
- Cuando los vanos tengan marcos transversales o diafragmas suficientes en altura y resistencia para garantizar la distribución lateral de las cargas, calcularemos las deflexiones para la carga HL-93, considerando que todas la vigas actúan conjuntamente y tendrán la misma deflexión.
- El momento de inercia del área bruta de la sección transversal, deberá usarse en el cálculo de las deflexiones de vigas. Cuando estas forman una

sección compuesta, las cargas vivas pueden ser consideradas actuando sobre la sección compuesta.

- Cuando las vigas no estén provistas de obra falsa, o cualquier otro tipo efectivo de apoyo intermedio, durante la fundición del tablero de concreto, la deflexión debida al peso del tablero y otras cargas muertas permanentes, que actúen antes de que el concreto haya alcanzado el 75% de la resistencia especificada a los 28 días, deberá calcularse en base a la sección no compuesta

Realizamos un promedio de inercias para la sección metálica, la sección compuesta a corto plazo (n), para la sección compuesta a largo plazo (3n) y para el momento por contracción y temperatura.

5.6.10.2. Cálculos

de	a	L mm.	I acero mm ⁴	I _n mm ⁴	I _{3n} mm ⁴	Ms+t N-mm
0,00	1484,75	1484,75	46887299304,59	107667507859,96	80318862667,51	546784617,32
1484,75	2969,50	1484,75	46887299304,59	107667507859,96	80318862667,51	546784617,32
2969,50	4454,25	1484,75	46887299304,59	107667507859,96	80318862667,51	546784617,32
4454,25	5939,00	1484,75	46887299304,59	107667507859,96	80318862667,51	546784617,32
5939,00	7423,75	1484,75	65663790971,46	150040479313,18	109291731106,28	546784617,32
7423,75	8908,50	1484,75	65663790971,46	150040479313,18	109291731106,28	546784617,32
8908,50	10393,25	1484,75	73409172449,15	176211042902,89	125075127300,09	546784617,32
10393,25	11878,00	1484,75	73409172449,15	176211042902,89	125075127300,09	546784617,32
11878,00	13362,75	1484,75	85604797781,77	186759351363,07	135315578651,23	546784617,32
13362,75	14847,50	1484,75	85604797781,77	186759351363,07	135315578651,23	546784617,32
14847,50	16332,25	1484,75	94789944707,21	194576333872,90	143085830439,41	546784617,32
16332,25	17817,00	1484,75	94789944707,21	194576333872,90	143085830439,41	546784617,32
17817,00	19301,75	1484,75	119401364770,95	216349037809,75	164604809797,09	546784617,32
19301,75	20786,50	1484,75	119401364770,95	216349037809,75	164604809797,09	546784617,32
20786,50	22271,25	1484,75	119401364770,95	216349037809,75	164604809797,09	546784617,32
22271,25	23756,00	1484,75	121583730950,48	221754403997,59	168109179792,27	546784617,32
23756,00	25240,75	1484,75	121583730950,48	221754403997,59	168109179792,27	546784617,32
25240,75	26725,50	1484,75	121583730950,48	221754403997,59	168109179792,27	546784617,32
26725,50	28210,25	1484,75	121583730950,48	221754403997,59	168109179792,27	546784617,32
28210,25	29695,00	1484,75	121583730950,48	221754403997,59	168109179792,27	546784617,32
29695,00						
Promedio		1484,75	89.630.367.905,14	180.183.178.988,06	134.058.615.700,83	546.784.617,32

Deflexión en el centro de la luz por Carga Distribuida

$$\Delta w = \frac{5W(L)^4}{384 \cdot EI}$$

L = 59.390,0 mm
E = 200.000,0 Mpa

Deflexión por carga puntual en el centro de la luz

$$\Delta p = \frac{P(L)^3}{48 \cdot EI}$$

• DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$W_{cm} = 22,05 \text{ N/mm}$$

$$\Delta C_m = 199,3 \text{ mm}$$

• DEFLEXIÓN POR CARGAS DE PARAPETO + CAPA DE RODADURA

$$W_{cp} = 6,706 \text{ N/mm}$$

$$\Delta C_p = 40,5 \text{ mm}$$

• DEFLEXIÓN POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$\Delta s + t = \frac{Ms + t(L)^2}{8 \cdot EI}$$

$$Ms + t = 546.784.617,32 \text{ N-mm}$$

$$\Delta s + t = 6,7 \text{ mm}$$

• DEFLEXIÓN TOTAL POR CARGAS PERMANENTES

$$\Delta \text{ TOTAL} = 246,5 \text{ mm}$$

Camber:

$$y = kx^2$$

$$k = 6,237E-07$$

x mm.	y mm	Δ mm	x mm.	y mm	Δ mm
0,00	0,00	550,00	16332,25	166,38	383,63
1484,75	1,38	548,63	17817,00	198,00	352,00
2969,50	5,50	544,50	19301,75	232,38	317,63
4454,25	12,38	537,63	20786,50	269,50	280,50
5939,00	22,00	528,00	22271,25	309,38	240,63
7423,75	34,38	515,63	23756,00	352,00	198,00
8908,50	49,50	500,50	25240,75	397,38	152,63
10393,25	67,38	482,63	26725,50	445,50	104,50
11878,00	88,00	462,00	28210,25	496,38	53,63
13362,75	111,38	438,63	29695,00	550,00	0,00
14847,50	137,50	412,50			

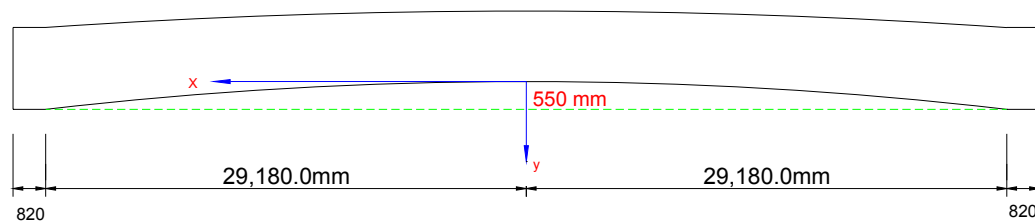


Figura V - 22: Camber adoptado

• **DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA + INCREMENTO POR CARGA DINAMICA**

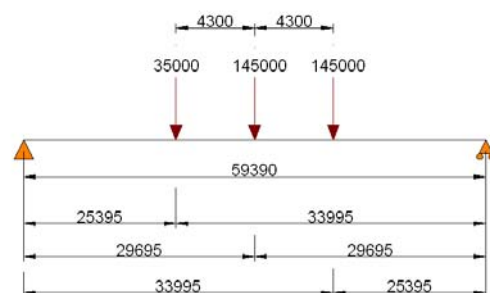
No Vigas = 3
 No Vías = 2
 IM = 1,33

SOBRECARGA DE DISEÑO HL -93 (CAMION + CARGA DE CARRIL)

Peje 1 = 145.000,0 N
 Peje 2 = 35.000,0 N
 Peje Δ = $\frac{\text{Peje} * \text{No vías}}{\text{No vigas}} * \text{IM}$
 Peje Δ 1 = 128.567 kg
 Peje Δ 2 = 31.033 kg

$\Delta = \frac{Pb(3a^2 + 6ab + b^2)}{48EI}$

P	a	b	$Pb(3a^2 + 6ab + b^2)$
31.033	33.995,0	25.395,0	7,32271E+18
128.567	29.695,0	29.695,0	3,3665E+19
128.567	33.995,0	25.395,0	3,0337E+19
Σ			7,13246E+19



$\Delta_1 = 41,23 \text{ mm}$

Por Carga de Carril

W carril = 9,3 N/mm
 W Δ = $\frac{W_{\text{carril}} * \text{No vías}}{\text{No vigas}} * \text{IM}$

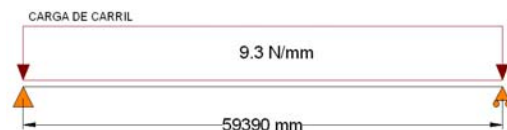
W Δ = 8,25 N/mm

$\Delta = \frac{5WL^4}{348EI}$

$\Delta_2 = 40,90 \text{ mm}$

$\Delta_{\text{total}} = \Delta_1 + \Delta_2$

$\Delta_{\text{total}} = 82,14 \text{ mm}$



DEFLEXIÓN ADMISIBLE

$\Delta_{\text{MAX}} = L / 700 = 84,84 \text{ cm}$
 $\Delta_{\text{cv+IM}} < \Delta_{\text{MAX}} \text{ OK}$

CAPÍTULO VI

PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN DE OBRA

6.1.- CONCEPTOS GENERALES

6.1.1. PRESUPUESTACIÓN.

Toda obra de infraestructura a realizarse está motivada por un sentido de necesidad de un grupo humano. Para llevarlo a cabo se necesitan técnicas, tiempo y recursos económicos, siendo éste último, en nuestro país, el de mayor consideración para hacer o no una obra.

6.1.2. RUBROS.

A cada obra le corresponde un grupo de rubros, los mismos que se definen a partir de una unidad de medida física adecuada para su supervisión, a la cual se le asigna un precio. Contempla un conjunto de operaciones manuales y mecánicas así como materiales que el contratista emplea en la realización de la obra.

6.1.3. PRESUPUESTO.

Se llama presupuesto a la valoración del costo de una obra antes de hacerla o ejecutarla. En forma general es un cálculo estimativo de los ingresos, costos de producción (costos directos e indirectos) y las utilidades netas, ponderado para un periodo determinado. Da a conocer el costo de una inversión, que permitirá a su vez conseguir el financiamiento adecuado para la ejecución de la misma, o de disponer de un dato referencial cuando se quiere contratarla.

6.1.4. PARTES DE UN PRESUPUESTO.

- Comprende: a). Cálculo de volúmenes.
- b). Cálculo económico, mediante el análisis de precios unitarios.

Existe una interrelación única entre la cuantificación de volúmenes y el análisis de costos, pues si uno de los componentes es deficiente en su cálculo, no servirá la minuciosidad en el otro componente.

6.1.5. COSTO DE UNA OBRA.

Es el valor de la inversión realizada para obtener su total terminación.

6.1.6. PRECIO DE UNA OBRA.

Es el valor de venta de una obra, y es igual al costo de la obra más el porcentaje de imprevistos, costos indirectos fijos y margen de utilidad.

6.1.7. PRECIO UNITARIO.

Remuneración o pago en moneda que el contratante deberá reconocer al contratista por unidad de obra y por concepto del trabajo que ejecute.

6.1.8. UNIDAD DE OBRA.

Unidad de medición señalada en las especificaciones para cuantificar el concepto de trabajo para fines de medición y pago.

6.1.9. METODOLOGÍA DE PRECIOS UNITARIOS.

Para determinar el costo de un proyecto se lo hace mediante el análisis de precios unitarios, el cual deberá considerar lo siguiente:

- a).** El análisis de precios unitarios es aproximado, ya que al no existir dos procesos constructivos iguales, al intervenir la habilidad personal del analista u oferente, y al basarse en condiciones promedio de consumo, pérdidas y desperdicios, se puede asegurar que la evaluación monetaria del costo o precio unitario no puede ser matemáticamente exacto.
- b).** El análisis de precios unitarios es específico, pues su estimación es propia de cada proceso constructivo y es consecuencia de su planificación y ejecución.
- c).** El análisis de precios unitarios es dinámico, puesto que el mejoramiento constante de materiales, equipos, procesos constructivos, técnicas de planificación, organización, dirección, etc., permiten recomendar, la actualización constante de los análisis.
- d).** El análisis de precios unitarios puede realizarse inductivamente, si es que la integración del mismo inicia por sus partes conocidas, es decir, de los hechos inferimos los resultados.
- e).** El análisis de precios unitarios puede elaborarse deductivamente, si es que a través del razonamiento partimos del todo conocido para llegar a las partes desconocidas.
- f).** El costo unitario es válido en el momento de cálculo y en las condiciones dadas para el mismo, pero debe ser actualizado continuamente, pues los insumos que lo componen varían continuamente.

6.1.10. COMPOSICIÓN DE UN ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

Su composición por lo general consta de costos directos e indirectos.

6.1.11. COSTOS DIRECTOS.

Es el conjunto de gastos que se producen para la obtención de un solo producto determinado, por lo tanto, es la suma de los materiales, mano de obra, transporte y equipo, que se requerirá para la ejecución de una determinada actividad de conformidad a la unidad de medida que se utilice.

6.1.12. COSTOS INDIRECTOS.

Son los gastos de origen técnico administrativo necesarios para la realización de un proceso productivo y que no están considerados en los costos directos. Se clasifican en indirectos administrativos e indirectos de obra.

- Dentro de los indirectos administrativos se consideran los siguientes:
- Cargos ejecutivos.
- Cargos profesionales.
- Cargos administrativos especiales.
- Alquileres, depreciaciones y materiales de consumo.
- Promociones y subscripciones.

Los costos indirectos de obra son los gastos necesarios no atribuibles directamente al proyecto pero que son necesarios para la ejecución del mismo. Comprenden:

Cargos de campo.

- Técnicos de obra.
- Administrativos.
- Servicios.
- Construcciones provisionales.
- Imprevistos.
- Financiamiento.
- Utilidades.
- Fianzas.
- Impuestos.

6.1.13. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS RUBROS DE CONSTRUCCIÓN.

En la práctica, la elaboración de un precio unitario, tiene íntima relación con las especificaciones del proyecto, por lo tanto, mientras más exactas y detalladas sean éstas, mayor aproximación con la realidad tendrá el análisis en cuestión, en cambio, la vaguedad de ellas o falta de claridad, puede conducir a un precio con rango de variación muy grande y aún más, una mala especificación puede impedir la integración de un precio unitario. Además, es común, que mientras más complicado sea un proyecto, deberá elaborarse un mayor número de planos y especificaciones, tratando de que exista congruencia entre lo arquitectónico, estructural, sanitario, etc.

Deben ser concebidas como una serie de instrucciones obligatorias que complementan y amplían la información transmitida por el lenguaje gráfico de los planos, mediante la descripción de procedimientos constructivos, utilización de equipos, materiales, normas, códigos, etc., y su aplicación debe tener vigencia en todas y cada una de las fases de construcción.

Dentro de las especificaciones, es obligatorio el cumplimiento del código ecuatoriano de la construcción INEN, que sin embargo, debido a limitaciones tecnológicas e investigativas en nuestro país, es común el uso de otras normas como el ACI, AISC, ASTM, entre otras.

6.1.14. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

Se clasifican de acuerdo a su grado de elaboración en: naturales, semielaborados y elaborados.

Los naturales provienen de fuentes naturales directas, los mismos que no requieren para ser utilizados en la construcción de un mayor grado de preparación. Dentro de este grupo están los áridos. Para estos materiales es necesario un mayor grado de control en calidad y cantidad.

Los semielaborados son aquellos materiales que para ser utilizados en la construcción necesitan un proceso de fabricación, además, por si solos no tienen aplicación sino cuando en combinación con otros materiales y dentro de procesos en los que intervienen la mano de obra y herramientas se obtienen elementos constructivos. A este grupo pertenecen los aglomerantes como: cemento, yeso, cementina, acero, etc. A su vez se clasifican en tradicionales y no tradicionales.

Los materiales elaborados son aquellos que llagan a su destino (construcción) completamente fabricados. Pertenecen a este grupo los sanitarios, griferías, material eléctrico, pintura, etc.

6.2.- RUBROS Y CANTIDADES DE OBRA

Se determino los siguientes rubros y cantidades de obra

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
1	EXCAVACION Y RELLENO PARA PUENTES	M3	1020
2	CAPA DE RODADURA DE H. ASF. MEZCLADO EN SITIO e= 0.05 m	M2	510
3	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "A" f'c=280 Kg/cm ²	M3	140.4
4	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c=240 Kg/cm ²	M3	320.2
5	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "C" f'c=180 Kg/cm ²	M3	11.6
6	JUNTA DE DILATACION	ml	17
7	ACERO DE REFUERZO fy=4200 kg/cm ²	kg	43858.8
8	SUMINISTRO ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	kg	113659.1
9	FABRICACION ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	kg	113659.1
10	MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588	kg	113659.1
11	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL A-588-Fy=3500 Kg/cm ²	kg	113659.1
12	PLACAS DE NEOPRENO DUREZA 60 SHORE (32x32x4.6) cm	u	6
13	GAVIONES (CON MALLA REVESTIDA DE PVC)	M3	200
14	MATERIAL FILTRANTE	M3	70
15	TUBO PVC D= 10 cm - DRENAJE	ml	19
16	LIMPIEZA Y RECONFORMACION DEL CAUCE PRINCIPAL	m3	9088
17	DESMONTAJE Y MONTAJE PUENTE EXISTENTE (INCLUIDO ESTRIBOS)	GLOBAL	1
18	ACONDICIONAMIENTO ACCESOS PUENTE PROVISIONAL	GLOBAL	1
	RUBROS DE ACCESOS		
19	EXCAVACION EN SUELO	M3	6469.71
20	MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE CON SUELO	M3	1981.74
21	SUBBASE CLASE III e=30 cm	M3	150.06
22	BASE CLASE IV e=20 cm	M3	100.04
23	CAPA DE HORMIGON ASFALTICO e= 5 cm	M2	520

Tabla VI - 1: Rubros y Cantidades de obra Puente sobre el Rio Toachicito

6.3.- ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Los análisis de precios unitarios fueron desarrollados en una hoja de Cálculo de Excel y se encuentran en el Anexo 7

6.4.- PRESUPUESTO ESTIMATIVO

Refiérase al Anexo 7

6.5.-ANALISIS DE RUTA CRÍTICA.

La ruta crítica nos permite conocer las actividades que definen o determinan la duración de un proceso, es decir, las actividades críticas. Existen también actividades que no son críticas, para cuya clasificación se necesita definir:

Holgura.- Es el tiempo suplementario de que se dispone para la realización de una actividad.

Holgura total.- Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la terminación de un proceso. Se la representa como (H_T), cuyo valor es la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad, si se inicia lo más pronto posible y se termina lo más tarde permisible.

$$H_T = T_{Lj} - T_{Ei} - t_e$$

Donde: t_e = Duración; i = Inicio; j = Final.

Holgura libre.- Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha primera de iniciación de las posteriores. Se la representa como (H_L). Su valor es la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad, si se inicia y termina lo más pronto posible.

$$H_L = T_{Ej} - T_{Ei} - t_e$$

Holgura independiente.- Es la cantidad de tiempo que se puede retrasar una actividad sin afectar la fecha última de las anteriores y la fecha primera de las posteriores. Se la representa como (H_I). Su valor es la diferencia entre el tiempo

disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad, si se inicia lo más tarde y se termina lo más pronto posible.

$$H_I = T_{EJ} - T_{Li} - t_e$$

6.6.- INDICADORES ECONÓMICOS

Inversión Inicial.- Es todo desembolso de recursos financieros para adquirir bienes concretos durables o instrumento de producción denominados bienes de equipo y que la empresa utilizará durante varios años para cumplir su objeto social.

Por tratarse de un proyecto de beneficio social la inversión que realiza el estado es no reembolsable, por lo que no es posible determinar una tasa interna de retorno.

Costo Inicial. Expresa el volumen de los gastos reales del medio básico hasta su puesta en funcionamiento, incluye el costo de adquisición, transporte e instalación.

El costo total inicial es una magnitud heterogénea ya que suma gastos originados en distintos momentos y en condiciones de diferentes costos de los elementos separados de los fondos básicos

El costo inicial del proyecto varía por razones que serán analizadas que el capítulo VII.

CAPÍTULO VII

COMPARACIÓN TÉCNICO ECONOMICA

7.1. VARIACIÓN EN LA APLICACIÓN DE CARGAS

El AASTHO ESTANDAR está caracterizado por el uso de cargas de servicio no factoradas en conjunción con un único factor de seguridad aplicado a la resistencia. Debido a la mayor variabilidad y, por lo tanto, impredecibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta, no es posible una uniforme confiabilidad. LRFD, como su nombre lo implica, usa factores separados para cada carga y para la resistencia. Debido a que los diferentes factores reflejan un grado de incertidumbre de diferentes cargas y combinaciones de carga y la exactitud de un esfuerzo predecible, es posible una mayor confiabilidad de este método.

Hay algunas diferencias entre la carga viva usada en el diseño por esfuerzos admisibles (ASD), o el diseño por factores de carga (LFD) y la carga viva usada en el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Algunas de las más significativas se enuncian a continuación:

En ASD y LFD, la designación básica de carga viva, es HS – 20 o HS – 25 . En LRFD la designación básica de carga viva es el HL – 93.

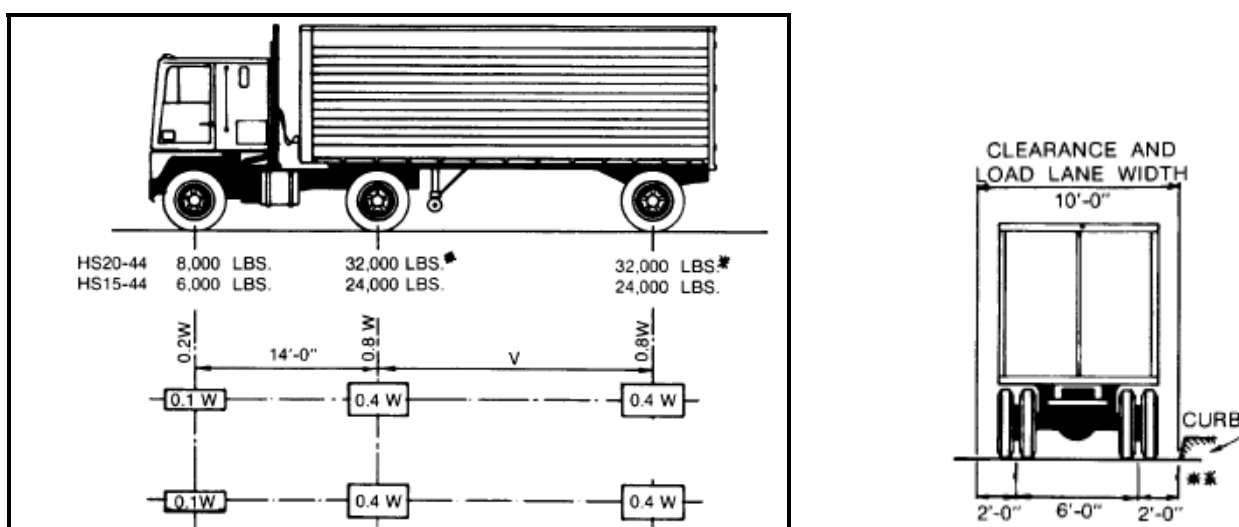


Figura VII - 1: Camión de Diseño AASHTO ESTANDAR 2002 HS-25

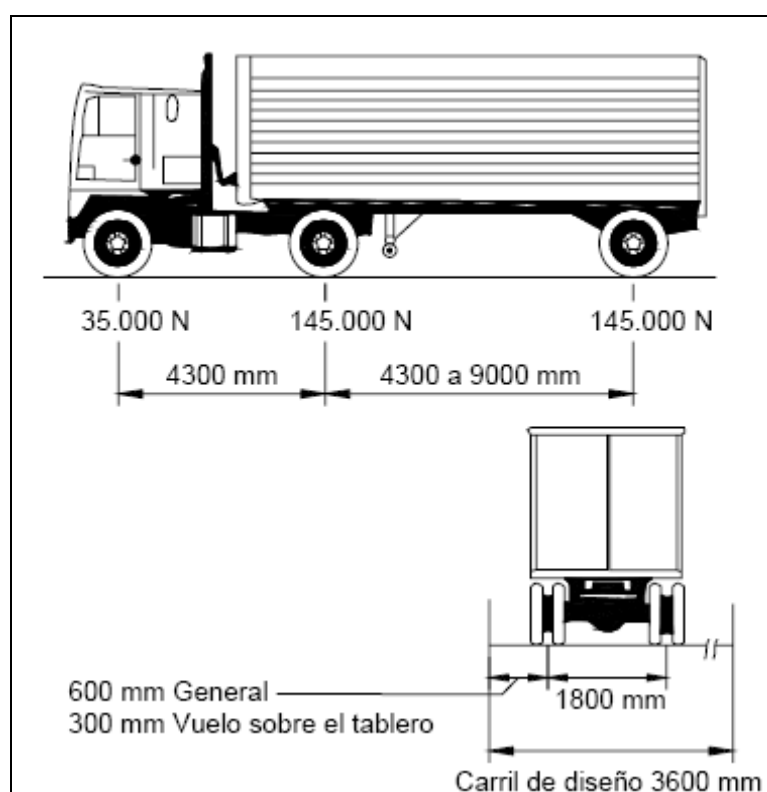


Figura VII - 2: Camión de Diseño AASHTO LRFD Componente de la carga de diseño HL-93

En ASD y LFD, la carga viva consiste, en cualquiera de los dos, en una carga de camión o, una carga de carril y cargas concentradas. En LRFD, la carga consiste de un camión de diseño o tandem, combinado con una carga de carril.

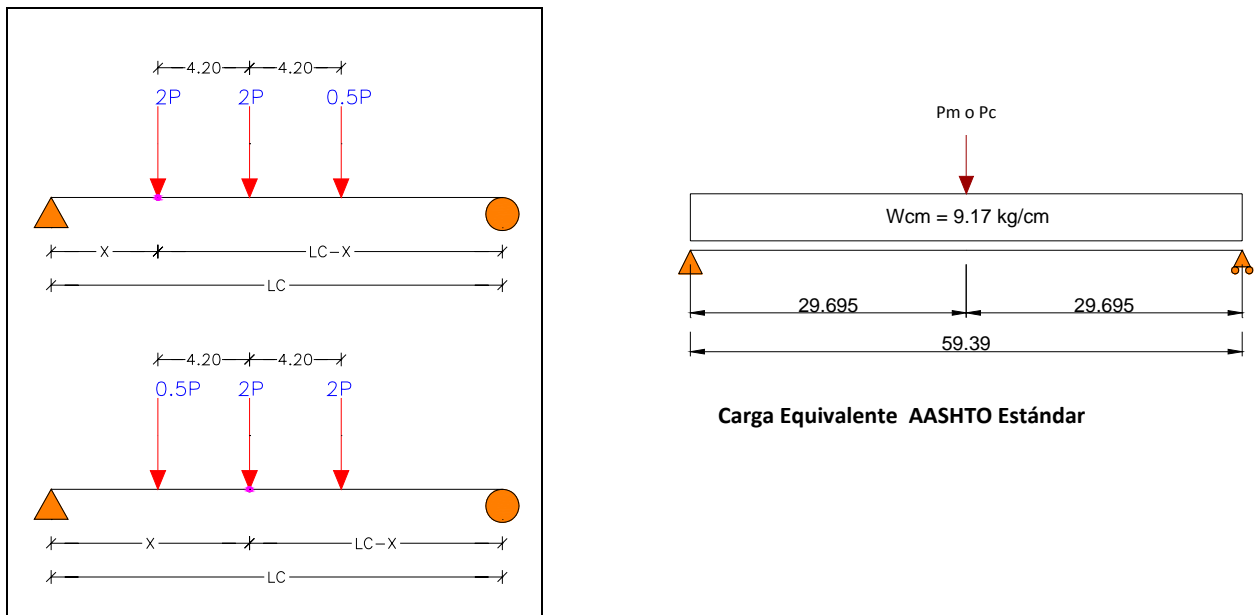


Figura VII - 3: Esquema estructural Camión de Diseño HS-25

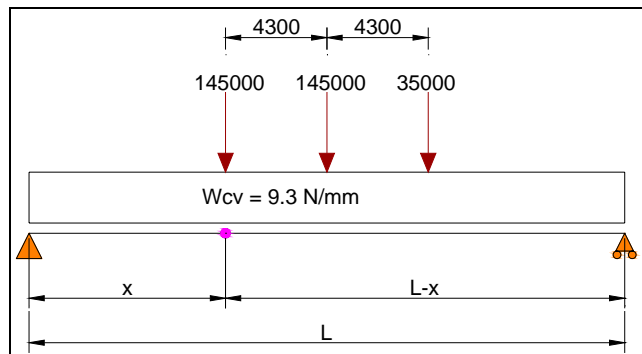


Figura VII - 4: Esquema estructural Carga viva de diseño HL-93 (Camión)

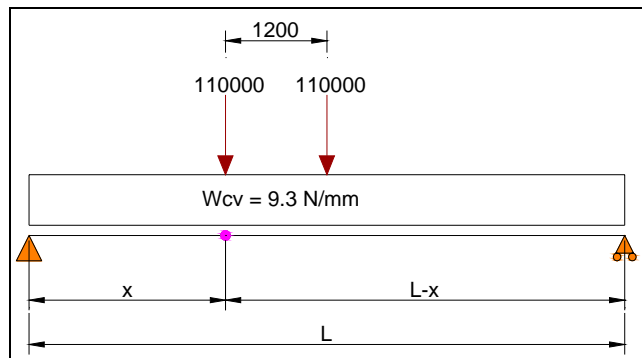


Figura VII - 5: Esquema estructural Carga viva de diseño HL-93 (Camión)

En ASD y LFD, el término “Impacto” es usado para la interacción dinámica entre el puente y movimiento de los vehículos. En LRFD el término “incremento por carga dinámica” es usado en lugar del término “Impacto”.

Para AASHTO Estándar el impacto esta expresado como una fracción de los esfuerzos de carga viva sean estos el camión de diseño o la carga equivalente y se lo calcula con la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{Li + 38} \leq 30\%$$

Para AASHTO LRFD es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. Y se lo toma en base a la siguiente tabla:

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Tabla VII - 1: Incremento por Carga Dinámica (IM, AASHTO LRFD tabla 3.6.2.1-1)

En ASD y LFD, el Impacto es aplicado en toda la carga viva. En LRFD, el incremento por carga dinámica es aplicado solo al camión de diseño y/o al tandem de diseño.

7.2 VARIACIÓN EN LA COMBINACIÓN DE CARGA

En AASHTO Estándar los siguientes grupos representan varias combinaciones de carga y fuerzas para las cuales la estructura deberá estar sujeta. Cada componente de la estructura, o de la fundación, estará dimensionado de tal manera de asegurar se buen comportamiento estructural para todos los grupos de combinaciones aplicables en sus sitios particulares de emplazamiento. Los grupos de combinaciones de carga para Diseño por cargas de servicio y Diseño por factores de carga están dados por:

$$\begin{aligned} \text{Group (N)} = & \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) \\ & + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \end{aligned}$$

N	=	número de grupo
γ	=	factor de carga
β	=	coeficiente
D	=	carga muerta
L	=	carga viva
I	=	carga de impacto
E	=	presión de tierras
B	=	empuje
W	=	carga de viento sobre la estructura
WL	=	carga de viento sobre la carga viva
LF	=	fuerza longitudinal de carga viva
CF	=	fuerza centrífuga
R	=	acortamiento
T	=	temperatura

EQ = sismo

SF = presión de flujo de corriente

ICE = presión de hielo

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GROUP	γ	β FACTORS													%
		D	(L+I) _m	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	

Culvert

Culvert

Tabla VII - 2: Coeficientes γ y β (AASHTO ESTANDAR Tabla 3.22.1A)

De acuerdo a la versión LRFD de las especificaciones AASTHO, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

Los estados límites contemplados por las Especificaciones AASTHO LRFD son:

Estado límite de Servicio

Estado Límite de Fatiga y Fractura

Estado Límite de Resistencia

Estado Límite de Evento Extremo

Todos los estados límites serán considerados de igual importancia

Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas.

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como juego de requerimientos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes.

Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad.

Local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño

Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es chocado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente ocurridos bajo condiciones muy especiales.

Se considera que el estado límite de evento extremo ocurrirá una sola vez con un periodo de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente.

La solicitación total mayorada se tomara como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

η = modificador de carga relacionado con la ductilidad, redundancia y función operativa

Q = solicitaciones de las cargas

γ = factores de carga como se especifica a continuación según AASHTO LRFD:

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla VII - 3: Combinaciones de Carga y Factores de Carga (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-1)

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50	0,90
	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00	N/A
	1,35	1,00
	1,30	0,90
	1,35	0,90
	1,95	0,90
	1,50	0,90
	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Tabla VII - 4: Factores de Carga para cargas permanentes γ_p (AASHTO LRFD tabla 3.4.1-2)

FACTORES DE RESISTENCIA		
MATERIAL	TIPO DE RESISTENCIA	FACTOR DE RESISTENCIA (ϕ)
ACERO ESTRUCTURAL	FLEXIÓN	$\phi_f = 1.00$
	CORTE	$\phi_v = 1.00$
	COMPRESION AXIAL	$\phi_c = 0.90$
	APOYO	$\phi_b = 1.00$
HORMIGON ARMADO	FLEXIÓN Y TENSION	$\phi_f = 0.90$
	CORTE Y TORSION	$\phi_v = 0.90$
	COMPRESIÓN AXIAL	$\phi_a = 0.75$
	COMPRESIÓN CON FLEXION	$\phi = 0.75$ a 0.90 (interpolación lineal)


Tabla VII - 5: Factores de resistencia (AASHTO LRFD capítulos 5 y 6)

7.3 VARIACIÓN EN LAS TEORÍAS DE DISEÑO

MÉTODOS DE DISEÑO:

En un principio, las estructuras se diseñaron empleando esfuerzos permisibles o de trabajo, que limitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de fluencia del material, razón por la cual se le denomina comúnmente "diseño elástico" aunque es más correcto el término: "diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo" (ASD).

Ejemplo:




$$\sigma_p = 0.66f_y \geq$$

$$\sigma = P/A \leq \sigma_p = 0.66f_y$$

$$A_{nec.} \geq P/0.66f_y$$

$$F.S.: \text{ a la fluencia} = 1/60 = f_y/\sigma_p$$

Cabe señalar que si se aprovecha la resistencia del material más allá de su punto de fluencia (como es el caso del acero) y se define el esfuerzo permisible en función del esfuerzo de falla se estará diseñando plásticamente, por lo cual es impropio el término de diseño elástico.



$$\sigma_p = 0.66 F_u$$

$$\sigma = P/A \leq \sigma_p = 0.66 F_u$$

$$A_{nec.} \geq P/0.66 F_u$$

Donde:

$$F.S. = \text{ a la falla} = F_u/\sigma_p = 1/0.66$$

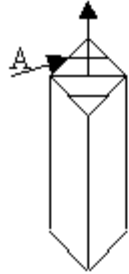
DISEÑO PLÁSTICO:

Actualmente las estructura se diseñan teniendo en cuenta separadamente las cargas P que se multiplican por un factor de carga $F_c > 1$ que amplifica las cargas, y por otro lado la resistencia del elemento se obtiene nominalmente considerando su capacidad última de falla (R_n) para conseguir secciones económicas, se reduce con factores de resistencia $F_r < 1$; de tal manera que la ecuación básica de diseño resulta:

$$F_c P < F_r R_n$$

De donde: F.S. a la falla = $F_c > 1$; $F_r < 1$

EJEMPLO: P



$$F_r = 0.75$$

$$F_c = 1.4$$

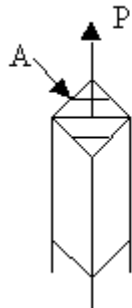
$$R_t = A F_u$$

$$1.4 P \leq 0.75 A F_u$$

$$A \geq 1.4 P / 0.75 F_u = 1.86 P / F_u$$

$$\text{F.S. a la falla} = 1.86$$

Sin embargo, este diseño denominado comúnmente "plástico" debería llamarse "diseño por factores de carga y resistencia", pues si en lugar de elegir la resistencia a la ruptura (F_u) tomamos el esfuerzo de fluencia (F_y) obtenemos un diseño elástico



$$F_r = 0.9$$

$$F_c = 1.4$$

$$R_t = A_n F_y$$

$$1.4 P \leq 0.9 A F_y$$

$$A_n \geq 1.4 P / 0.9 F_y = 1.55 P / F_y$$

$$\text{F.S. a la fluencia} = 1.55$$

El método LRFD y el de las NTC-Metálicas siguen este método para el diseño por estados límites de falla; es decir, el diseño para elementos mecánicos y/o esfuerzos que aseguran la resistencia mecánica del elemento estructural ante el colapso.

Mientras que el diseño por estado límite de servicio incluye la revisión por deflexiones, vibraciones y demás efectos en las estructuras para que no afecten su buen funcionamiento.

FACTORES DE CARGA:

Los factores de carga incrementan sus magnitudes para tomar en cuenta las incertidumbres para estimar sus valores

FACTORES DE RESISTENCIA:

Para estimar con precisión la resistencia última de un elemento estructural se deben tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en las hipótesis de diseño, resistencia de materiales, dimensiones de cada sección, mano de obra, aproximación de los análisis, etc.

REGLAMENTO LRFD

Factores de resistencia:

Aplastamiento en zonas de pernos, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos o en juntas tipo fricción.

Vigas sometidas a flexión y cortante, soldaduras tipo filete con esfuerzos permisibles paralelos a su eje.

Columnas, aplastamiento del alma, aplastamiento en agujeros.

0.80 Cortante en el área efectiva de soldaduras de penetración parcial.

Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muesca, fractura de la sección neta de miembros a tensión

Aplastamiento en tornillos (diferentes al tipo A-307)

Aplastamiento en tornillos A-307.

Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

7.4 ALTERNATIVA TÉCNICA VIABLE

La alternativa técnica más viable en el diseño está encaminada a la utilización de las normas AASTHO LRFD, pues como ya se ha visto los factores de seguridad se extreman al máximo para la correcta funcionabilidad del puente, sin embargo, y a las limitaciones del medio la aplicación estricta de las normas se limitan, tal es el caso de la prueba de resistencia de las protecciones.

7.5 ALTERNATIVA ECONÓMICA VIABLE

Al analizar los presupuestos obtenidos aplicando para los diseños las normas AASTHO ESTANDAR Y LRFD, se observa que no existe un incremento en el uso de los materiales que signifique elevación en el costo, sin embargo la necesidad de contar con mano de obra calificada y especializada tanto en el control de fabricación de las piezas en taller como para el montaje de las mismas en obra, incrementa los costos constructivos cuando se apliquen las normas LRFD. En el siguiente cuadro se compara las inversiones que representan las alternativas.

Inversión aplicando las alternativas de diseño ESTANDAR Y LRFD

	ESTÁNDAR	LRFD
Inversión (US\$)	\$ 550 176,67	\$ 561 542,58

El porcentaje de incremento en la inversión aplicando las normas Estándar vs. LRFD es del 2,07%

En los análisis de precios unitarios (Anexo 7) se observa que los rubros que varían en los presupuesto son:

RUBROS	U	ESTÁNDAR	LRFD
Fabricación Acero Estructural ASTM A-588	kg	\$1,05	\$1,12
Montaje Acero Estructural ASTM A-588	kg	\$0,80	\$0,83

El porcentaje de incremento en el costo de fabricación es del 67% y el de montaje es del 3,7%. El resto de rubros del presupuesto no varían entre las dos alternativas, los costos de mantenimiento no influyen.

El beneficio que representa un mayor control en la fabricación y el montaje determina un mayor grado de seguridad a los usuarios de la estructura.

No es posible determinar en porcentaje este beneficio

Por lo analizado se determina que la opción económica más viable considerando la relación beneficio/costo es la aplicación de las normas AASTHO LRFD en el diseño para la construcción del puente sobre el río Toachicito.

CAPÍTULO VIII

IMPACTO AMBIENTAL

8.1.- CONSIDERACIONES PRELIMINARES Y DIAGNÓSTICO

El proyecto se ubica en la provincia del Cotopaxi, cercano a la confluencia de los límites Provinciales de Pichincha y Los Ríos y comprenderá el diseño y la construcción del puente sobre el río Toachicito, a 3.1 km hacia el nor-oeste de la población de Santa María del Toachi, en las siguientes coordenadas: 730450 E y 9930880 N, y a una altura aproximada de 460 msnm.

En la actualidad en este sitio existe un puente de estructura de madera, suspendido en cables de acero, pero únicamente es peatonal. El proyecto tiene el objetivo de cambiar dichas estructuras por un puente definitivo con infraestructura de hormigón y superestructura metálica y que servirá para el tránsito vehicular.

El área de estudio pertenece al Barrio de Santa María del Toachi, población que alberga a aproximadamente 1000 habitantes y administrativa y políticamente pertenece al Cantón Santo Domingo de los Colorados, provincia del Pichincha. Sin embargo por la distancia y ubicación geográfica, comercialmente tiene relación directa con la parroquia Patricia Pilar.

En la parroquia Patricia Pilar viven alrededor de 1600 habitantes mientras que en Santa María del Toachi, alrededor de 1000 habitantes. La construcción del puente está proponiendo facilitar la integración vial entre Santa María del Toachi y alrededor de 500 habitantes que se ubican al otro lado del río y que se hallan

distribuidos en barrios y cooperativas como el caso de El Dorado, Río Negro, Hacienda la Nueva Esperanza y Murocomba.

No existen poblaciones que se hallen directamente sobre el área de intervención (construcción del puente), 3 km antes del río Toachicito, se halla la población de Santa María del Toachi, la cual se constituye en el punto de movimiento de las cooperativas de pobladores de la zona, interesadas en la construcción del puente.

Los principales servicios e infraestructura con que cuenta el barrio Santa María del Toachi, son:

- Luz eléctrica.
- Agua entubada sin tratamiento.
- Posta de Salud.
- Recolección de basura.
- Carretera de tercer orden.
- Casa Comunal.
- Iglesia Católica.
- Centros Educativos: Escuela Fiscal J. Del Hierro y la Sagrada Familia.
- Servicio de una cabina telefónica
- Servicio policial (retén).

8.2.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Para la descripción de la etapa de construcción, se ha concebido una obra con infraestructura de hormigón y superestructura metálica de 60 m de longitud, que tendrá que ser construida sobre un río de régimen permanente y con un caudal máximo de diseño de 225 m³/seg. Las principales actividades consideradas para la ejecución de la obra son las siguientes:

8.2.1.- Fase de Construcción:

1. Desbroce de vegetación
2. Excavación para cimentación de estribos
3. Construcción de la infraestructura
4. Construcción de rellenos sobre la cimentación
5. Construcción de la superestructura
6. Transporte de materiales pétreos para hormigones

8.2.2.- Fase de Operación:

1. Influencia del proyecto sobre el medio, una vez que éste se encuentre concluido.
2. Tráfico vehicular
3. Mantenimiento del puente.

8.2.3.- Fuentes de materiales

Se utilizará la mina del río Toachi, ubicada en la provincia del Pichincha, en el cantón Santo Domingo de los Colorados. El acceso a ésta es a partir del km. 100 de la carretera Alóag Sto. Domingo, en el ingreso a la población de Brasília del

Toachi, se toma un desvío de 5 km., hasta llegar a las riberas del río lugar donde se está explotando el material por parte de la compañía COPETO.

Desde el puente del Toachicito hasta la población de Santa María del Toachi se tienen 3.1 km., a partir de este punto hasta Patricia Pilar son 24 km., y de este lugar hasta el desvío a Brasilia del Toachi hay 51 km y finalmente hasta la mina, quedan 5 km. En definitiva, la longitud total de acarreo desde la mina hasta el puente es de 83 Km.

8.2.2.- Determinación de las aéreas de influencia

Para la definición de las áreas de influencia Directa e Indirecta, se partió de los siguientes criterios: En Área de Influencia Directa (AID), tendrá su límite en aquellos lugares donde alcancen los efectos directos de las diferentes actividades del proyecto, incluyendo aquellas áreas fuera del puente como son las áreas de fuentes de materiales, áreas de disposición de escombros, áreas de desechos sólidos, áreas de stock de materiales, entre otros. El área de influencia indirecta (AI), estará representada por la zona donde las actividades económicas y los servicios sociales aumentarán durante el tiempo de la vida útil del proyecto.

8.2.2.1.- Área de influencia directa (AID)

Está constituida por un radio de 200 m a la redonda donde se ubicará el puente, en vista de que los impactos directos que se producen son de carácter puntual. Considerando la magnitud de intervención del proyecto, se entiende que dentro de esta zona se hallan ubicados el área de disposición provisional de escombros, área de stock de materiales, zona de vivienda de obreros, instalaciones de obra, letrinas, entre otros.

8.2.2.2.- Área de influencia indirecta (AII)

El área de influencia indirecta se define A 5 Km en los alrededores del área de intervención. Existen asentamientos humanos de algunos campesinos dedicados a la agricultura y ganadería y ubicados en estas zonas. Principalmente la pre-parroquia Santa María del Toachi, las Cooperativas de vivienda El Dorado, Río Negro, Murocomba y la hacienda Nueva Esperanza, forman parte de esta área de influencia.

8.3.- MARCO LEGAL

La determinación de la legislación ambiental aplicable al proyecto, resulta fundamental para definir la calidad ambiental que se debe mantener en el medio.

Esto permitirá definir las actividades que generan impactos en los componentes ambientales y las medidas correctivas a aplicarse para su mitigación y/o control.

La legislación ambiental ecuatoriana contiene leyes y reglamentos que a su vez dictan disposiciones para efectuar una buena gestión ambiental, sin embargo se la ha calificado como abundante, dispersa, heterogénea y en algunos casos contradictoria, por lo que no tiene una aplicación efectiva.

Entre las leyes y reglamentos aplicables al proyecto tenemos los siguientes:

8.3.1.- La Constitución de la República.

La Constitución Política de la República del Ecuador, publicada en el Registro Oficial No. 449 de fecha 20 de Octubre de 2008, determina en su preámbulo la celebración a la naturaleza como parte vital de la existencia y que nuestra convivencia ciudadana debe estar enmarcada en una armonía conjunta con la

misma; además establece regulaciones y obligaciones sobre el medio ambiente, entre las cuales se puede describir las siguientes:

Título I: Elementos Constitutivos del Estado

Capítulo Primero: Principios Fundamentales, Art. 3,

Título II: Derechos

Capítulo Segundo: Derechos del Buen Vivir,

Sección Segunda: Ambiente Sano, Art. 14, Art. 15

Capítulo Séptimo: Derechos de la Naturaleza, Art. 71, Art. 72, Art. 73, Art. 74

Título VII: Régimen del Buen Vivir

Capítulo Segundo: Biodiversidad y Recursos Naturales

Sección Primera: Naturaleza y Ambiente, Art. 396,

8.3.2.- La Ley de Gestión Ambiental.

Esta ley fue promulgada en el Registro Oficial No. 245 de fecha 10 de Julio de 1999 y establece lo siguiente: “La presente ley establece los principios y directrices de política ambiental; determina las obligaciones, responsabilidades, niveles de participación de los sectores público y privado en la gestión ambiental y señala los límites permisibles, controles y sanciones en esta materia”.

8.3.3.- La Ley de Caminos.

Promulgada en el Registro Oficial No. 285 de fecha 30 de Junio de 1964 y el Decreto Ejecutivo No. 1351 de fecha 7 de Julio de 1964 permiten al Ministerio de Obras Públicas del Ecuador MOP mantener las carreteras a su cargo con un satisfactorio nivel de servicio y por tanto mantener un nivel de calidad ambiental conveniente.

Adicionalmente, los artículos 37, 38 y 39 mencionan el cuidado del tránsito y el manejo de desechos sólidos, en tanto que el artículo 23 del Reglamento de Caminos Privados hace referencia al procedimiento para explotación de minas.

8.3.4.- Ley La Orgánica de Transporte Terrestre, Tránsito y Seguridad Vial.

Promulgada en el Registro Oficial Suplemento No. 398 de fecha 7 de Agosto de 2008, establece en su Artículo 211, Libro Cuarto “De La Prevención”, Título IV “De Los Actores de la Seguridad Vial”, Capítulo IV “Del Ambiente”, Sección I “De la Contaminación por Fuentes Móviles”, Art 211.

8.3.5.- Reglamento de Seguridad de la Construcción y Obras Públicas.

Promulgado en el Registro Oficial No. 253 de fecha 9 de Febrero de 1998, tiene aplicación en la etapa de construcción del proyecto.

8.3.6.- Reglamento de Seguridad y Salud de los Trabajadores y Mejoramiento del Medio Ambiente del Trabajo.

Promulgado en el Registro Oficial No. 565 de fecha 17 de Noviembre de 1986, tiene aplicación en las etapas de construcción, operación y mantenimiento del

proyecto.

8.3.7.- Reglamento General del Seguro de Riesgos del Trabajo.

Promulgado en el Registro Oficial No. 579 de fecha 10 de Diciembre de 1994, tiene aplicación en las etapas de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

8.3.8.- Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes. Ministerio de Obras Públicas del Ecuador. MOP-001-F-2002

El constructor del proyecto deberá regirse a estas especificaciones técnicas referentes a la construcción de caminos y puentes, en especial lo indicado en la Sección 104 “Marco de Actuación Ambiental” y Sección 105 “Participación Pública y de la Comunidad”. Por otro lado deberá tomar en cuenta lo indicado en las Secciones 102 “Contratación” y 103 “Ejecución del Contrato”, y otras secciones del libro que se hallen relacionadas con la ejecución del proyecto.

Con el propósito de definir las medidas ambientales que contendrá el plan de manejo ambiental, se deberá utilizar el texto que consta en el capítulo 200 “Medidas Generales de Control Ambiental”.

8.3.9.- Otras Leyes y Reglamentos.

Ley de Aguas y su Decreto Ejecutivo No. 396.

Código de la Salud en su Artículo 9 y Ley Reformatoria al Código de la Salud.

Código Penal.

Ley Orgánica de Régimen Municipal.

Ley de Patrimonio Cultural y sus Reglamentos.

8.4.- MEDIO AMBIENTE FÍSICO

8.4.1. Clima

El clima en las áreas de influencia del río Toachicito, por la cercanía de la cordillera de los Andes, en sus flancos occidentales, determina que esté sometida a abundantes precipitaciones, los vientos cargados de humedad chocan en las montañas frías y sufren expansión adiabática, es decir con pérdida de energía.

El patrón o modelo climático es de tipo occidental, con distribución estacional bien definido; los meses lluviosos son desde enero hasta junio y su régimen anual varía notablemente.

La relación evapotranspiración/lluvia está alrededor del valor 0.288, siendo la lluvia de 3111 mm y la evapotranspiración de 897 mm. En el área del puente la temperatura es de 23° C y se halla en el bosque pre-montano, caracterizado por el clima tropical húmedo

8.4.2.- Hidrología

8.4.2.1.- Precipitación

La precipitación anual de la cuenca varía entre 6061 mm y 1593 mm (datos de 1997 – 1990). La precipitación máxima mensual fue de 960 mm en diciembre de 1997 (último fenómeno de El Niño), la precipitación mínima mensual 4.0 mm en julio de 1994, pasando por el valor medio de 259.2 mm.

8.4.2.2.- Temperatura

La temperatura registrada en la zona, se mueve entre los extremos absolutos:

Máxima: 34.3° C

Media: 22.8° C

Mínima: 11.0 ° C

8.4.2.3.- Humedad Relativa

Se desplaza desde el 100 % hasta un mínimo absoluto del 43%, siendo el valor medio de 94%, generalmente a las 14 horas.

8.4.3.- Calidad del Aire

En el área de estudio, no existe circulación vehicular excepto de manera esporádica tractores o camiones que llegan hasta el río para trabajos específicos y únicamente en la época de verano. Debido a esto, no existen indicios de contaminación causadas por gases de la combustión de vehículos u otros factores. El aire se mantiene puro e inalterado, pues no se identificó otros tipos de contaminantes que afecten la calidad del mismo.

8.4.4.- Suelo

Los suelos predominantes en el área del proyecto tienen características de limo-arcillosos, algo rojizos, húmedos y sueltos. Son de características aluviales compuestas por arenas y gravas gruesas y medias.

8.4.5.- Ruido

Del mismo modo, para la caracterización del ruido, se tiene en cuenta solamente la influencia del flujo vehicular de la vía, siendo que este es intermitente a lo largo del día.

Se estima que los niveles de ruido están dentro de los niveles permisibles, teniendo en cuenta que el sitio de implantación del puente es una zona despoblada.

8.5.- ASPECTOS ECOLÓGICOS

8.5.1.- Flora

Originalmente esta zona se caracterizaba por la presencia de bosques siempre verdes piemontanos, caracterizados por árboles altos con dominancia de especies arbóreas, en especial el grupo de las palmas *Wettinia quinaria*, *Pholidostachys dactyloides*, *Iriartea deltoidea*. Actualmente, este tipo de cobertura vegetal ha desaparecido en gran medida, debido a la fuerte intervención del hombre para utilizar las maderas por una parte y por otra, establecer áreas de cultivo y establecimiento de pastos para la ganadería.

Actualmente la zona se caracteriza por la presencia de campos convertidos en grandes extensiones de cultivos donde se incluyen asociaciones de banano (dominante), café, cacao, maíz y cítricos. De igual manera existen grandes extensiones de pastos artificiales de zona cálida, para la ganadería y caracterizada por vegetación herbácea y densa y sembrada con gramíneas introducida, tales como el pasto azul, ray grase, bracharia, pasto elefante y otros.

8.5.2.- Fauna

La fauna silvestre de la zona es escasa, especialmente pequeños mamíferos que tradicionalmente han sido aprovechados por el hombre, como guantas Agouti paca, guatusas *Dasyprocta punctata* y armadillos *Dasipus novencinctus*, continúan a pesar de su escaso número, siendo perseguidos y cazados por la gente.

Respecto a algunas aves, es posible observar todavía especies como el halcón montés plumizo *Micrastur gilvicolis*, la gallarate púrpura *Porphyryla martinica*, lora frentirroja *Amazona autumnalis* el trogón coliblanco *Trogon viridis*, a pesar de la gran transformación que ha sufrido especialmente la cobertura vegetal original.

8.6.- ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

Las principales actividades económicas que se desarrollan en las zonas del proyecto son: la agricultura y la ganadería.

8.6.1.- Ganadería

Gran parte de los pobladores locales se dedican en mayor o menor grado a la actividad ganadera, tanto de leche como de carne. Sus productos son comercializados hasta Santo Domingo de los Colorados o a Quevedo.

8.6.2.- Agricultura

En la zona se producen una variedad de productos agrícolas, principalmente el cacao, banano, el maíz, el arroz y cítricos como naranja, limas, limones. Debido a la excelente calidad de los productos, existe bastante interés de comerciantes de ingresar a los sitios para obtener los productos y comercializarlos en las ciudades aledañas

8.7.- CALIFICACIÓN DE IMPACTOS AMBIENTALES

Se utilizó un sistema modificado de la matriz causa – efecto de Leopold que se desarrolla en la "Matriz de Identificación de Impactos Ambientales" cuya estructura básica es la siguiente:

En las filas consta una lista de componentes físicos, biológicos y socioeconómicos potencialmente afectables por la construcción y operación del proyecto.

En las columnas constan las actividades y obras o acciones generadoras de impactos, clasificadas en: fase de construcción y fase de operación.

Mediante el análisis de relación causa – efecto y un juicio de valor, se identifica los elementos del ambiente o socioeconómico que resultarían afectados por el proyecto y además, si ese impacto es negativo o positivo.

La Calificación de los impactos se realizó a través de parámetros Cualitativos y Cuantitativos, que permiten luego calcular la Magnitud e Importancia de cada uno de ellos, tanto a nivel del elemento afectado, como de la actividad que genera la afectación.

8.7.1.- Parámetros Cualitativos

Los Impactos Ambientales identificados fueron calificados cualitativamente considerando los parámetros indicados en el cuadro 1:

INTENSIDAD:
Alta
Moderada
Baja
EXTENSION:
Regional
Local
Puntual
RECUPERABILIDAD:
Irreversible
Poco reversible
Reversible
DURACION:
Permanente
Temporal
Periódica
RIESGO:
Alto
Medio
Bajo

Tabla VIII - 1: Parámetros cualitativos para calificar impactos ambientales

Intensidad.- Es el grado con el que un impacto altera a un determinado elemento del ambiente, por lo tanto está en relación con la fragilidad y sensibilidad de dicho elemento. Puede ser: Alto, Medio y Bajo.

Extensión.- Determina el área geográfica de influencia que será afectada por un impacto; puede ser: Regional, Local, Puntual.

Recuperabilidad

Reversible: Si el elemento ambiental afectado puede volver a su estado similar al inicial.

Poco reversible: Señala un estado intermedio.

Irreversible: Si el elemento ambiental afectado no puede ser recuperado.

Duración.- Es la característica del efecto en función del tiempo:

Periódico: Si se presenta en forma intermitente mientras dure la actividad que los provoca.

Temporal: Si se presenta mientras se ejecuta la actividad y finaliza al terminar la misma.

Permanente: Si la permanencia del efecto continúa, aún cuando se haya finalizado la actividad.

Riesgo

Alto: Si existe la certeza de que un impacto se produzca y es real.

Medio: La condición intermedia de duda de que se produzca o no un impacto.

Bajo: Si no existe la certeza de que un impacto se produzca y por lo tanto es potencial.

8.7.2.- Parámetros Cuantitativos

Para valorar los impactos, los parámetros base son la Magnitud y la Importancia:

La Magnitud del impacto, según Leopold es la cantidad física; es decir el tamaño del impacto. En consecuencia, se considera que la Magnitud está relacionada directamente con las variables: INTENSIDAD (i), EXTENSION (e) y DURACION (d)

La Importancia, se refiere a la calidad del impacto y por lo tanto se relaciona con las variables, RECUPERABILIDAD (r), RIESGO (g) y EXTENSION (e), notándose que la variable extensión se repite, dada su afinidad con ambos parámetros.

Entonces, la Magnitud y la Importancia son parámetros calculados, con base a los valores de escala dados a las respectivas variables. En este estudio, los valores asignados se indican en el cuadro 2:

VARIABLE	SIMBOLO	CARÁCTER	VALOR
MAGNITUD			
Intensidad	I	Alta	3
		Moderada	2
		Baja	1
		No Impacto	0
Extensión	E	Regional	3
		Local	2
		Puntual	1
		No Impacto	0
Duración	D	Permanente	3
		Temporal	2
		Periódica	1
		No Impacto	0
IMPORTANCIA			
Recuperabilidad	R	Irrecuperable	3
		Poco Recuperable	2
		Recuperable	1
		No Impacto	0

Riesgo	G	Alto	3
		Medio	2
		Bajo	1
		No Impacto	0
Extensión	E	Regional	3
		Local	2
		Puntual	1
		No Impacto	0

Tabla VIII - 2: Valores calculados de magnitud e importancia

8.7.3.- Procedimiento de Análisis

El procedimiento de análisis consiste en: (1), Valoración de impactos, (2) cálculo de Magnitud e Importancia, y (3), la evaluación de los impactos.

La valoración comprende la asignación de valores a cada impacto que realiza el grupo de trabajo con base a la escala de valores preconcebidos para cada variable. La elección de cada valor es subjetiva, depende del conocimiento y experiencia de los técnicos participantes y es finalmente consignada por consenso.

El cálculo de los parámetros, Magnitud e Importancia para cada impacto y por distintas causas, se basa en una sumatoria acumulada de los valores de calificación y se realiza aplicando las siguientes fórmulas:

Magnitud:
$$M = X_1 (i + e + d) + X_2 (i + e + d) + \dots + X_n (i + e + d)$$

o también:
$$M = \sum_{j=1}^n X_j (i + e + d)$$

Importancia:
$$I = X_1 (e + r + g) + X_2 (e + r + g) + \dots + X_n (e + r + g)$$

o también:
$$I = \sum_{j=1}^n X_j (e + r + g)$$

Donde: X = causas del impacto

Para evaluar un impacto se establece la relación entre los valores calculados de Magnitud e Importancia que pueden denominarse como: "Magnitud Calculada (MC) e Importancia Calculada (IC) ", y sus correspondientes valores teóricos posibles esperados que pueden denominarse como: "Magnitud Máxima de Impacto Esperado (ME) e Importancia Máxima de Impacto Esperado (IE)". El Valor Esperado Máximo, sea para la Magnitud o la Importancia, resultaría únicamente cuando un impacto reciba la máxima valoración negativa de 3. La evaluación final de cada impacto negativo responde, en consecuencia, a la relación resultante entre Magnitud e Importancia Calculadas con sus correspondientes Esperadas. Proceso que se resuelve mediante la aplicación del siguiente "Coeficiente de Variación"

Magnitud :

$$CV = \frac{MC}{ME} \times 100$$

Importancia:

$$CV = \frac{IC}{IE} \times 100$$

Para completar el análisis y además facilitar la interpretación, los resultados así obtenidos pueden ser jerarquizados en las categorías de: Altos, Medios y Bajos. Para esto, adoptamos tanto para la Magnitud como para la Importancia la siguiente escala porcentual:

De 00.00 - 33.33 %
De 33.34 - 55.43 %
De 55.44 - 77.76 %
De 77.77 - 100%

No hay Impacto
Impacto BAJO
Impacto MEDIO
Impacto ALTO

Para la definición de esta escala tomamos como criterio el hecho de que todos los valores que intervienen en los cálculos realizados, se derivan de la escala construida con los valores de 1 a 3 para la valoración de los impactos. Si transformamos a esta escala ordinal en escala porcentual, al valor más alto de 3 le corresponde el 100 %; al 2, medio o moderado el 77.76 % y al 1, bajo, el 55.43 %. Estableciéndose los rangos respectivos, se construye la escala indicada.

8.8.- DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES DEL PROYECTO EN LAS FASES DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN

8.8.1.- Actividades del proyecto previstas durante la construcción

8.8.1.1.- Desbroce de vegetación.- Para iniciar las actividades de construcción del puente, el primer paso es el retiro de la vegetación (300 m²) existente en el sector de la instalación y ubicación de los estribos del puente. En la zona, a pesar de que existe un cierto nivel de intervención en la vegetación, todavía los alrededores mantienen muestras de especies nativas tanto arbóreas como arbustivas.

8.8.1.2.- Excavación para cimentación de estribos.- Para la cimentación del puente se requerirá de la excavación del sitio donde se ubican los estribos. Se efectuarán las labores de excavación hasta llegar a la cota de cimentación del diseño. Para este propósito se utilizará maquinaria pesada y equipo caminero para el corte, excavación y acopio del material del área. El volumen aproximado de excavación y desalojo es de 7.078,27 m³.

8.8.1.3.- Construcción de la infraestructura.- Una vez concluida la excavación, se procederá a la construcción de los estribos de apoyo que vienen a formar parte de la infraestructura o cimentación del puente, estos elementos serán

construidos en hormigón armado para lo cual se necesitarán labores de encofrado y apuntalamiento de taludes.

8.8.1.4.- Construcción de rellenos sobre la cimentación.- Una vez concluida la construcción de los estribos y estos hayan sido desencofrados, se procederá al relleno alrededor de la cimentación con suelo natural excavado.

8.8.1.5.-Construcción de la superestructura.- Existiendo los estribos correspondientes, se continuará con la construcción de la superestructura formada por vigas de hormigón postensadas y tablero del puente.

8.8.1.6.-Transporte de materiales pétreos para hormigones.- Se refiere al transporte y acarreo de materiales pétreos desde la mina o fuente de materiales ubicada en la mina del río Toachi a unos 83 km de distancia del proyecto.

8.8.2.-Actividades del proyecto previstas durante la operación.

8.8.2.1.- Influjo del proyecto en la zona.- Al estar concluida la obra, ésta ejercerá un influjo sobre el medio en el cual se halle inserto en varios aspectos como la seguridad, el nivel de servicio, al confortabilidad de los usuarios.

8.8.2.2.- Tráfico vehicular.- Se refiere a la circulación vehicular sobre el puente de todo tipo de automotores, sean estos autos, livianos, camiones, otros.

8.8.2.3.- Mantenimiento del puente.- Esta acción se desarrollará a lo largo de la vida útil del puente y consistirá en la conservación del buen estado de la infraestructura y superestructura del mismo, así como en las obras de drenaje del sector, arreglo del tablero y la capa de rodadura del puente, pintura y otros.

8.9. - IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES AMBIENTALES QUE SERÁN AFECTADOS POR LAS ACTIVIDADES DEL PROYECTO

Con base a la información biológica, ecológica y socioeconómica del área del proyecto así como en base a los diseños arquitectónicos y estructurales para la construcción del puente, complementada con la verificación de campo, se efectuó la identificación de los impactos ambientales a producirse, con la implementación de las diferentes actividades del proyecto de construcción y operación del puente sobre el río Toachicito.

8.9.1. Componentes Ambientales Susceptibles de Impactos.

8.9.1.1.- Componente Físico

Dentro de los aspectos físicos, se encuentran los componentes relacionados con el suelo, agua, aire, con las siguientes descripciones:

8.9.1.1.1.-Suelo

Estabilidad (Erosión): Las obras a realizarse para la construcción del puente en el área de estudio, debe ser cuidadosamente planificado. Por tratarse de ríos torrentosos y que constantemente sufren crecidas en sus caudales, las paredes laterales así como los lechos con altas acumulaciones de piedras de considerable tamaño, mantienen actualmente un sistema de equilibrio en lo que se refiere a erosión y arrastre de sedimentos. Los momentos de la construcción que implica remoción de tierras y materiales pétreos, pueden producir cambios en estas estructuras y acelerar los procesos de erosión en estos sitios, causando la desestabilización de los suelos.

8.9.1.1.2.-Aire

Polvo.- En el tramo vial donde se construirá el puente, actualmente no se producen emanaciones de polvo, que afecte a los pobladores y sus viviendas o en los alrededores. Durante las fases de construcción, este fenómeno se hará presente debido fundamentalmente a la remoción de tierras, transporte y manipulación de materiales pétreos y otros.

Ruido.- Excepto el ruido natural producido por las aguas de los ríos, en estas zonas no existe ruidos contaminantes que estén presentes. Las actividades constructivas prevén implementar este impacto, debido a la presencia de maquinarias, equipos, y de personal. En diferentes niveles y momentos, estos impactos resultarán perjudiciales para las especies de animales silvestres principalmente.

Gases y Humo.- No existen fuentes contaminantes por este elemento. Sin embargo, con las actividades propias de la construcción así como posteriormente con la circulación vehicular, estos elementos contaminantes se incrementarán, en perjuicio tanto de plantas, animales silvestres así como para los habitantes locales.

8.9.1.1.3.-Agua

Superficial.- Las actividades de construcción y operación generarán desechos sólidos y líquidos, los cuales sin las medidas de precaución necesarias, pueden constituirse en factores contaminantes de las aguas tanto del río Toachicito así como del Toachi.

8.9.1.1.4.-Paisaje

Naturalidad.- Se refiere al concepto paisajístico de belleza que representa actualmente la naturaleza del lugar y su afectación ante la presencia del nuevo proyecto.

8.9.1.2.- Componente Biótico

8.9.1.2.1- Flora

Cobertura.- Los bosques naturales existentes han bastante poco alterados, la vegetación arbustiva y herbácea se halla, especialmente a las orillas de los ríos donde se construirá el puente, sirviendo eficientemente como rompe-corrientes y protegiendo de procesos erosivos y de deslaves. Las obras previstas para la construcción, de alguna manera, aunque en forma localizada, removerán la vegetación y el suelo, por lo que los ambientes actuales van a ser modificados.

8.9.1.2.2- Fauna

Abundancia local.- Las especies silvestres existentes y que actualmente sufren de cierta presión de cacería, como son las guantas, guatuzas, perdices y otras, se verán amenazadas con el aumento de actividad humana en los sitios. Además, una vez funcional el puente y si no existe un control, puede incrementarse peligrosamente la cacería furtiva, ayudada en el acceso por vehículo, cosa que actualmente no sucede.

8.9.1.3.- Componente Socioeconómico

8.9.1.3.1- Pobladores locales

Salud.- Las actividades del proyecto podrían deteriorar la calidad de los recursos aire, agua, suelo, con la subsiguiente afectación a la salud ciudadana y a la salud de los trabajadores como usuarios de los vehículos que circulan por el sector.

Seguridad.- Muchas de las actividades del proyecto pueden afectar en mayor o menor grado a la seguridad ciudadana, ya sea incrementando el riesgo de accidentes laborales o de tránsito.

Comercio.- Existe una notable tendencia a afectar a las actividades comerciales cuando un proyecto de cierta envergadura inicia su ejecución e incluso durante las fases preliminares es posible evidenciar su interrelación. Al incluir este factor se pretende estimar la magnitud de esa interrelación buscando potenciarla en cuanto sea favorable o mitigarla en cuanto sea negativa.

Empleo.- Por las características del proyecto se prevé una determinada generación de fuentes temporales de trabajo las mismas que no necesariamente serán de la zona de influencia del mismo. No obstante es importante intentar determinar el grado de afectación que generará la construcción del puente en las características ocupacionales del entorno.

Sistema de transporte.- Se refiere a las facilidades de transporte de la gente que habita en el lugar o que frecuenta por esta zona. Este aspecto considera el transporte público y el privado como un sistema global de funcionamiento del tránsito.

8.10.- DETERMINACION DE LA MAGNITUD E IMPORTANCIA DE CADA ACCIÓN SOBRE EL RESPECTIVO COMPONENTE AMBIENTAL AGUA, AIRE, SUELO, RUIDO, SERVICIOS PÚBLICOS, ASPECTOS SOCIOECNÓMICOS

Una vez definidos los componentes y elementos del ambiente susceptibles de impacto con el proyecto y por otra, las principales actividades previstas para la construcción y operación del proyecto, tanto al nivel de los factores ambientales así como de los socioeconómicos, utilizando la matriz de Leopold se efectuó la interrelación correspondiente y que permitió entre otros, identificar los posibles impactos en dos líneas: benéficos (positivos) y perjudiciales (negativos)

Como resultados de la interacción entre factores ambientales y las actividades de la construcción y operación del puente, se definieron 7 componentes y 13 parámetros socioambientales que permitieron analizar 17 interacciones ambientales positivas (8 en la fase de construcción y 9 en la fase de operación) y 61 interacciones negativas (43 en fase de operación y 18 en la fase de operación).

La matriz de Leopold se encuentra adjunta en el Anexo 8

8.10.1.- Evaluación de los Impactos Negativos.

Se consideran significativos a los impactos, cuyo valor de los parámetros, Magnitud e Importancia o uno, cualquiera de los dos, se halla en el rango entre 55% hasta el 100 %.

De acuerdo con este criterio, en la fase de construcción se presentaran 2 impactos con el carácter de significativo, mientras que en la fase de Operación se presentarán 6 impactos con esta categoría, como se señala en el Cuadro 3.

TIPO DE IMPACTO	CONSTRUCCIÓN						OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO					
	Rango M/I	ninguno	Alto	medio	bajo	Significancia	rango M/I	ninguno	alto	Medio	Bajo	significancia
Desestabilización del suelo por erosión.	64/58			I		S	78/67			I		S
Contaminación del agua	54/54				I	NS	44/41				I	NS
Pérdida de cobertura vegetal local.	39/42				I	NS	33/33	I				
Disminución de fauna silvestre local.	33/33	I					48/48				I	NS
Aumento de niveles de gases y humo	48/54				I	NS	63/63			I		S
Aumento del nivel de polvo	48/48				I	NS	59/59			I		S
Aumento de niveles de ruido	50/52				I	NS	63/56			I		S
Afectación a la salud y confort de la gente	56/67			I		S	59/56			I		S
Afectación a la seguridad de la gente	39/41				I	NS	56/56			I		S
Alteración visual de la naturalidad del paisaje	46/50				I	NS	52/52				I	NS
TOTAL		1	0	2	7			1		6	3	

Tabla VIII - 3: Nivel de significancia de los impactos negativos evaluados

Simbología: NS = Impacto No Significativo; S = Impacto Significativo; M = magnitud; I = importancia

8.10.2.-Descripción de los impactos significativos

8.10.2.1.-Desestabilización del suelo

Actualmente en la zona, para arribar al sitio donde se construirá el puente, existe un camino de tercer orden, únicamente útil en época de verano. A partir de la pre-parroquia Santa María del Toachi, el trazado de la carretera es sobre suelos bastante pantanosos y arenosos. Con la alta circulación de volquetes y maquinarias que deben estar en el sitio de construcción, el fenómeno de erosión y por ende de desestabilización del suelo es un riesgo real, especialmente en las zonas aledañas a la construcción del puente, debido a que existe una pendiente frágil de mas del 15%, con suelos arcillosos para ingresar a la ribera del río. Evidentemente que, previo a la construcción del puente, hay la necesidad de afirmar esta carretera, por lo menos en una longitud de 500 m.

8.10.2.2.- Niveles de gases y humo

En el sitio del proyecto, no se detectó la presencia de gases y humo. Durante la ejecución de las obras del proyecto, se prevé que aumentará el nivel de estos contaminantes, principalmente por las siguientes obras: el uso de tractor u otra maquinaria pesada que se utilizará para construir el puente, así como el permanente flujo de vehículos que se movilizarán en las obras. De igual manera en la fase de operación del puente, el aumento de tráfico implicará el aumento de gases y humo.

De acuerdo con los resultados de la evaluación, se estima que en la fase de construcción este impacto estará muy próximo al nivel medio de Magnitud (48%) y también al nivel medio en Importancia (54%). En cambio, en la etapa de operación, se prevé que esta afectación estará en un nivel Medio en Magnitud (63%) y también en Importancia (63%).

8.10.2.3.- Niveles de polvo

En el sitio del proyecto, no se detectó la presencia de polvo o humo. Durante la ejecución de las obras del proyecto, se prevé que aumentará el nivel de polvo, principalmente por las siguientes obras: construcción de rellenos, manipulación y disposición final de escombros, transporte y manipulación de áridos, que se tendrá que realizar para construir el puente.

En la etapa de operación, el impacto por la presencia de polvo se mantendrá, debido al tráfico vehicular y eventualmente por las labores de mantenimiento del camino que tenga que realizarse.

Se estima que en la fase de construcción este impacto estará muy próximo al nivel medio de Magnitud (48%) y de Importancia (48%). En cambio, en la etapa de operación, se prevé que esta afectación superará el nivel de Magnitud Media (59%) y también de Importancia (59%).

8.10.2.4.- Niveles de Ruido

Tanto en la fase de construcción así como de operación, se producirá altos niveles de ruido, sea por los vehículos y maquinaria, pero también por el regular tráfico cuando este en funcionamiento el puente.

Se estima que, en la fase de construcción, los niveles de ruido tendrán una Magnitud Baja (50%) y una importancia también Baja (52%). Sin embargo, en la fase de operación los niveles de Magnitud suben al nivel Medio (63%) así como también la Importancia (56%).

8.10.2.5.-Salud y confort de la población local

Este impacto resultará en acciones negativas tanto en la fase de construcción así como de operación del puente, especialmente para la gente local y de las zonas de influencia del puente y de la carretera. Los impactos acumulados, tanto de ruidos, polvo, gases contaminantes, hasta posteriormente en la operación del puente y por ende de la carretera con el flujo regular de vehículos, resultarán en un cambio en las condiciones de vida actual de las personas. Entre otros aspectos resultarán propensos a enfermedades, accidentes de tránsito, y otros.

Acorde con los resultados de evaluación, se prevé que en la fase de operación, este impacto tendrá una Magnitud Media (56%) y una Importancia también Media (67%). Durante la operación del puente, se estima una Magnitud de este impacto en nivel Medio (59%) y una Importancia también de nivel Medio (56%).

8.10.2.6.-Seguridad de la población local

La construcción de las diferentes fases de la obra implica riesgo de accidentes a las personas que ejecutan los trabajos y eventualmente también a transeúntes o visitantes del sitio.

Debido a que esta obra, no será de escala diferente a la que implica la construcción de una casa u otra infraestructura, el riesgo a la seguridad de los trabajadores y técnicos que dirigen, tendrá una Magnitud baja (39%), y una Importancia cercano al nivel medio (41%). De todas maneras, en estas actividades siempre será necesario mantener altos niveles de precaución pues, se trata de la seguridad de las personas.

En la fase de operación del puente y por ende de la vía, la Magnitud del impacto se halla en nivel Medio (56%) y también la Importancia (56%). En esta fase que perdurará en el tiempo, es cuando más se pone de manifiesto la pérdida de seguridad de las personas en diferentes aspectos, ya sea por la misma amenaza del tráfico de vehículos que implica accidentes pero también por la mayor afluencia de

gente que consigo puede traer riesgos de robos, atentados contra la propiedad privada y aún personal.

8.10.3.- Impactos Positivos

La evaluación y calificación de los diferentes parámetros y elementos que implica la construcción y operación del puente sobre el río Toachicito, permitió identificar los siguientes impactos positivos:

Campo productivo

Aumentan las opciones de empleo para la gente.

Aumenta las posibilidades comerciales no solo de la gente local.

Se da la oportunidad para implementar el transporte de vehículos en la zona.

8.11.- MEDIDAS DE MITIGACIÓN AMBIENTAL

Los estudios del diagnóstico y la identificación de impactos ambientales potencialmente imputables a las obras de construcción y operación del proyecto, ha permitido definir la gravedad y el alcance de las principales afectaciones.

Por estar sustentado en previsiones y no en hechos, el plan de manejo contempla lineamientos y acciones específicas que de todas maneras deben ser replanteadas al momento de la ejecución de la obra.

Las medidas de mitigación ambiental planteadas persiguen los siguientes objetivos:

- Evitar en todo lo posible que se generen impactos ambientales negativos por las obras a construirse, durante la construcción y operación del puente sobre el río Toachicito.
- Atenuar o mitigar los impactos ambientales negativos que se produzcan de manera inevitable, durante la construcción y operación del puente.

8.11.2.- Programa Preventivo – Correctivo

Este programa integra las actividades, obras y acciones tendientes a evitar, mitigar y corregir los impactos ambientales imputables directamente a las obras de la construcción y operación del puente.

Se plantea medidas de carácter preventivo que tienen por objeto orientar a los contratistas del proyecto, para evitar realizar prácticas o introducir modificaciones innecesarias en el entorno socio-ambiental: hábitats, paisajes, flora y fauna silvestre sensible y en el ambiente humano y socioeconómico. Las medidas correctivas propuestas, están previstas para aplicarse en circunstancias en las cuales, los impactos negativos que se produzcan, sean inevitables.

8.11.2.1.- Prevención para evitar la erosión del suelo

La estabilidad existente actualmente en las bases del puente, es buena, ayudada por las bases de concreto construidas y protegidas por la vegetación y el suelo adyacente. La construcción de las obras para la colocación del nuevo puente, implicará remoción de mucho de este material, que puede ocasionar erosión y debilitamiento de estos sitios.

Actualmente especies nativas arbustivas como arbóreas, están cumpliendo una función de retención y protección del suelo, a las orillas del río. Las medidas preventivas están orientadas precisamente a evitar la pérdida de esta vegetación.

Los constructores, así como todos los involucrados en esta fase del proyecto, deberán observar y cumplir las siguientes disposiciones:

- Evitar abrir la vegetación nativa innecesariamente en la zona del proyecto, desbrozar únicamente el área mínima requerida para la construcción del puente.
- Queda prohibido la quema como práctica de eliminación de la vegetación en el área del proyecto.

8.11.2.2.- Prevención y control de la contaminación del agua

Se prohíbe terminantemente la práctica de arrojar escombros, fango o lodos a los cuerpos de agua. Todo bote de escombros debe realizarse en los sitios determinados en este plan para tal propósito.

Se debe realizar las siguientes actividades preventivas para salvaguardar los cursos de agua, la preservación de la calidad y la riqueza biológica:

- Eliminar la práctica de arrojar materiales de bote y otros escombros a los cuerpos de agua: ríos, quebradas, otros, localizados en el área de influencia directa del proyecto. Todo escombros y bote debe realizarse en los sitios determinados en este plan para ese propósito.
- Recuperar y tratar todo efluente compuesto por lubricantes, combustibles y otros químicos, a través de trampas de grasa para evitar la contaminación del agua y también del suelo.
- Recolectar y tratar los residuos sólidos domésticos (basura), generados en los campamentos, patios de operación de maquinaria, talleres, frentes de obra y cualquier sitio de intervención o jurisdicción de la constructora y demás entidades que participen en el proyecto, para evitar la contaminación de la aguas de la zona.

- Evitar actividades de pesca, extracción o perturbación de cualquier forma de vida acuática y prohibir el uso de instrumentos penalizados de pesca, tales como dinamita, electricidad, barbasco u otros productos químicos o tóxicos.
- Construir pozos sépticos y letrinas.- Las letrinas se instalarán en los campamentos sugeridos.

8.11.2.3.- Medidas para el control del polvo

Esta medida consiste en la aplicación de agua como paliativo para controlar el polvo que se producirá por la construcción de la obra o el tráfico de vehículos con materiales pétreos, en los sitios del proyecto.

El agua será distribuida de modo uniforme por los sitios que sean más requeridos. La tasa de aplicación será entre los 0.90 y los 3.5 Litros/m².

Para evitar la generación de polvo y que se esparza sobre la vía, se cubrirá con lona el material transportado por los volquetes.

8.11.2.4.- Medidas para la prevención y control de la contaminación del aire

Esta medida establece pautas para prevenir y controlar los efectos ambientales negativos que se generan por efecto de las emisiones de gases contaminantes producidos por la maquinaria, equipos a combustión y vehículos de transporte pesado, que son utilizados para la ejecución de la obra.

El Contratista está obligado a controlar las emisiones de humos y gases mediante un adecuado mantenimiento de sus equipos y maquinaria propulsada por motores de combustión interna.

8.11.2.5.- Medidas para la prevención y control de ruidos y vibraciones

El ruido es todo sonido indeseable percibido por el receptor y que al igual que las vibraciones puede generar repercusiones en la salud humana y también en la fauna silvestre.

La maquinaria, equipos y vehículos de transporte que genere ruidos superiores a 85 dB, deben ser movilizados desde los sitios de obra a los talleres para ser reparados y sólo retornar una vez que cumplan con la norma.

8.11.2.6.- Medidas para la conservación de la flora y fauna silvestre

En la zona del proyecto existen bosques nativos que albergan especies de flora y fauna silvestre, algunas de ellas en peligro de extinción de importancia relevante para el patrimonio natural del país. Contribuir con la protección de la biodiversidad demostrará el nivel de responsabilidad ambiental del Contratista y de todos los actores involucrados en el proyecto.

De acuerdo con el estado actual de conservación de la flora y fauna silvestre de la zona, es preciso que se cumpla con las siguientes medidas mínimas de conservación y protección de la vida silvestre:

- No utilizar la quema para limpieza de la vegetación. También está prohibido utilizar para este fin, herbicidas o pesticidas.
- Evitar, en todo caso, causar la pérdida de la vegetación que protegen los flancos y las orillas del río.
- El corte de la vegetación que se necesite retirar debe hacerse, en todo caso, con motosierra pero no con "Bulldozer" porque se daña el suelo y un área mayor a la requerida.

- Prohibir la caza en áreas aledañas a la zona de construcción, así como la compra de animales silvestres (vivos, embalsamados, pieles u otras partes).
- Prohibir la pesca por parte de los obreros y todo el personal del proyecto, en ríos, quebradas, lagunas o cualquier cuerpo de agua con barbasco, dinamita, electricidad, productos químicos (cloro)

8.12.- CONCLUSIONES

- En general, no se prevén impactos negativos de niveles altos y por tanto críticos derivados de las obras de construcción del puente sobre el río Toachicito, debido a que el proyecto no implica modificaciones de magnitud en el trazado y la ubicación de los mismos.
- A pesar de que los impactos se mantendrá en un nivel bajo, consideramos que es suficientemente para adoptar las medidas, ante todo, preventivas pero también correctivas, presentadas en este estudio.
- Los impactos negativos que afectarán a los sitios adyacentes a las obras, entre ellos, el bote de escombros, la erosión y desestabilización de suelos y cierta pérdida de cobertura vegetal, también son bajos; pero resultan significativos por la alta sensibilidad paisajística de la zona; por esto, se han desarrollado medidas para mitigar esos impactos.
- Los impactos negativos que afectarán a la flora y fauna silvestre, sistemas antropogénicos y, en general, el ecosistema que engloba al proyecto, son también de preocupación en este estudio.
- Por todas estas razones, se proponen medidas como la educación ambiental a pobladores y transeúntes, además de señalización apropiada para contrarrestar y, en lo posible, evitar esta interferencia.

CAPÍTULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1.- CONCLUSIONES:

Luego de haber realizado los diseños correspondientes al AASHTO ESTANDAR y AASHTO LRFD se concluye:

En el país el MOP, en base a que circulaban vehículos mucho más pesados que el camión de diseño dado por el AASTHO STANDARD HS 20-44, decidió crear su propio vehículo de diseño al que denominador HS-MOP.

El vehículo HS-MOP se lo aplico con las normas de diseño STANDARD, siendo un 37% más pesado que el HS 20-44 de el AASTHO STANDARD (PHS-MOP=45t; PHS 20-44=32.70t.)

Sin haber cambiado de normas, aplicando las mismas especificaciones STANDARD, los nuevos diseños con sobrecarga dispuestas por el MOP se incrementaron, en los rubros de diseño, por ejemplo: acero estructural, hormigón, acero de refuerzo, etc., lo que repercute en el aspecto económico.

El AASHTO no conoce la existencia del camión HS-MOP.

Al compararse las solicitaciones de flexión (momento), entre lo que produce la carga HL-93 del AASHTO LRFD, respecto al del STANDARD, HS 20-44, produce un incremento alrededor del 70%.

El código STANDARD, utiliza como esfuerzo admisible el acero estructural al 55% de FY. Actualmente el LRFD le permite llegar al límite de FY.

Lo anterior significa que si bien hay un incremento en los esfuerzos admisibles en un 80%, este incremento se ve disminuido en cambio por el incremento de los valores de la sobrecarga HL- 93, que ya señalamos es del 70%.

Si en el país el MOP ya realizó un incremento de sobrecarga al aplicar el camión HS MOP, la diferencia en flexión aplicando esta carga respecto de la carga HL- 93, es de apenas el 24%.

Si tomamos en cuenta que el diseño con LRFD, aplica factores de carga y resistencia, las solicitaciones finales se ven aun más incrementadas, por lo que, el remanente de esfuerzos admisibles producto de que hoy podemos alcanzar el límite de FY, prácticamente no representa ventaja alguna que redunde en lo económico.

Al haber aplicado en nuestra tesis el código STANDARD pero con la sobrecarga HS-MOP, las diferencias en el diseño con el LRFD no son notorias, puesto que ya hemos mencionado que la sobrecarga HL-93, supera a la HS-MOP, en apenas un 24%.

Si hacemos la comparación de las normas anteriores AISC, con las normas LRFD (AISC), la diferencia si será notoria, puesto que elevamos el esfuerzo admisible, pero los valores de sobrecarga (carga viva), usados en edificios no han sido incrementados, como sucede en el código AASTHO LRFD, que prácticamente duplica el valor de la sobrecarga y aplica factores de mayoración, superiores de los que aplica el AISC-LRFD.

El código AASTHO LRFD, incluso separa las cargas muertas, en cargas de peso propio y cargas de capas de rodadura, para aplicar distintos factores de mayoración, a pesar de ser ambas cargas muertas, esto debido a que la carga asfáltica es susceptible de sufrir incrementos, por lo que este tipo de carga tiene un factor de mayoración mayor a la del peso del tablero.

Es importante entender que en el diseño STANDARD se usaba el camión o su carga equivalente y se escogía la solicitación mayor. La carga HL-93 del AASTHO LRFD, constituye un camión y la carga equivalente.

Habría sido notoria la ventaja de la aplicación del LRFD respecto del código STANDARD, si es que la comparación se la habría hecho con el uso del camión HS-44, pero el porcentaje de ahorro es mínimo comparado con los que se obtendría en lo aplicable a edificios.

Al haber nosotros utilizado la carga HS-MOP en el código STANDARD, las diferencias con el LRFD no son notorias, por cuanto el uso del HS-MOP significa ya un incremento respecto a la aplicación de HS 20-44.

Por lo expuesto anteriormente, los resultados obtenidos no dan una ventaja económica en la aplicación del LRFD y de haberla con otras luces o geometrías, esta será mínima. Las ventajas se obtienen en el orden técnico, puesto que el uso en el diseño de una sobrecarga mayor y los factores de mayoración, nos indican que la estructura tiene mayor capacidad para resistir solicitaciones.

El principal objetivo de las Especificaciones AASHTO LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia) es proveer una confiabilidad uniforme a las estructuras bajo varias consideraciones de carga. Esta uniformidad no puede ser obtenida con el método de diseño por esfuerzo permisible (ASD). El método ASD puede ser representado por la inequación.

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS}$$

El lado izquierdo es la suma de los efectos de carga Q_i (Fuerzas, Momentos etc.). El lado derecho es el esfuerzo nominal o resistencia R_n dividida para un factor de seguridad. Cuando se divide para una adecuada propiedad de sección (área o

módulo de sección etc.) los dos lados de la inecuación se convierten en esfuerzo calculado y esfuerzo permisible, respectivamente. El lado izquierdo puede ser expresado de la siguiente manera:

ΣQ_i : El máximo valor (absoluto) de las combinaciones:

$D + L$	Carga muerta + Carga Viva
$D + L + W$	Carga muerta + Carga Viva + Carga de Viento
$D + L + E$	Carga muerta + Carga Viva + Carga de Sismo
$D - W$	Carga muerta – Carga de viento
$D - E$	Carga muerta – Carga de Sismo.

ASD, entonces, está caracterizado por el uso de carga de servicio no factoradas en conjunción con un único factor de seguridad aplicada a la resistencia. Debido a la mayor variabilidad y, por lo tanto impredecibilidad de la carga viva y otras cargas en comparación con la carga muerta, no es posible una uniforme confiabilidad.

El diseño por factores de carga (LFD) reconoce que ciertas cargas de diseño, como las cargas vivas son más variables que otras cargas, como las cargas muertas. Por lo tanto diferentes multiplicadores son usados para cada tipo de carga. La resistencia, basada principalmente en la resistencia máxima estimada de un miembro, deberá exceder la combinación de cargas.

LRFD, como su nombre lo implica, usa factores separados para cada carga y para resistencia. Debido a que los diferentes factores reflejan un grado de incertidumbre de diferentes cargas y combinaciones de carga y la exactitud de un esfuerzo predecible, es posible una mayor confiabilidad de este método.

El método LRFD puede ser resumido por la siguiente fórmula:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

En el lado izquierdo de la inequación, se encuentra el esfuerzo requerido que es la suma de varios efectos de carga Q_i multiplicados por su respectivos factores de carga γ_i . El esfuerzo de diseño, que se encuentra en el lado derecho, es el esfuerzo nominal o resistencia R_n multiplicado por un factor de resistencia ϕ .

El Factor de Carga (γ) considera fundamentalmente la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de diferentes cargas, el Factor de Modificación de las Cargas (η) considera la ductilidad, redundancia e importancia operativa del puente y el Factor de Resistencia considera fundamentalmente la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia.

En estas especificaciones con frecuencia se utiliza el término "ideal" para indicar una idealización de un fenómeno físico, como por ejemplo en las frases "carga ideal" o "resistencia ideal". El uso de este término enfatiza la diferencia entre la "idea" o percepción que tiene un Ingeniero sobre el mundo físico dentro del contexto del diseño que está realizando y la realidad física en sí misma.

La seguridad que se le otorga al diseño de las barandas por métodos de rotura y altos grados de análisis y ensayos que consideran las normas AASHTO LRFD, se encuentran por encima de la metodología utilizada por AASHTO ESTANDAR, dando

como resultado una mejor funcionabilidad de las estructuras de protección frente al evento extremo de colisión.

Como ya se explico la aplicación de las normas AASHTO LRFD no tiene mayor incidencia en la optimización de la cantidad de materiales, más bien está encaminado a la seguridad y a la confiabilidad del diseño. En cuanto a la optimización de la calidad del material estas normas presentan mayor exigencia en escenarios de construcción y ensayos tanto en taller como en campo basándose en las últimas actualizaciones de normas ACI, AWS, AISC, ASTM etc.

9.2.- RECOMENDACIONES:

Para la adecuada aplicación del diseño mediante las normas AASHTO LRFD recomendamos lo siguiente:

Aplicar las normas AASHTO LRFD en el diseño de puentes de proyectos actuales, limitándonos a las condiciones de tipo tecnológico que se tenga en el país o en el mejor de los escenarios actualizando la tecnología obsoleta.

Una calificación adecuada tanto de la Ingeniería como de la mano de obra especializada, en el diseño, construcción, montaje y ensayo de los diversos elementos que intervienen.

Actualizar el pensum en cuanto a la normativa vigente (AASHTO LRFD) de diseño para puentes en las diferentes instituciones de Educación Superior del país. Para no mantener una condición retrograda con relación a los países que ya aplican esta norma.

Profundizar en el estudio y análisis de las normas internacionales con la finalidad de promover una normativa propia acoplada a las condiciones reales del país.

Finalmente desarrollar un plan de diseño estético del puente debido a que las normas vigentes consideran este tema, tomando en cuenta los siguientes parámetros

Función.- La estética es generalmente apreciada cuando las formas siguen una función

Proporción.- Proveer un balance de proporciones de miembros y longitudes entre vanos.

Armonía.- Las partes del puente deberán completarse simultáneamente una con la otra.

Orden y Ritmo.- Todos los miembros deberán ser ensamblados en un correcto orden

Contraste y Textura.- Usar superficies texturadas para reducir visualmente las masas.

Luz y Sombra.- Tener cuidado en el uso de la sombra ya que puede dar al puente más esbeltez de la que aparenta.

GLOSARIO

Acción del Campo de Tracciones (viga armada).- En un panel de viga armada, el comportamiento bajo fuerzas cortantes, en el cual se desarrollan tensiones de tracción diagonal en el alma y fuerzas de compresión en los atiesadores transversales, de una manera análoga a lo que sucede en un enrejado del tipo Pratt.

Acción inelástica.- Deformación permanente en el material y que por lo tanto no desaparece cuando cesa la causa que lo ha producido.

Acero estructural.- Piezas, elementos, miembros y otros componentes de acero definidos en la sección 2.1 del AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges.

Acero resistente a la corrosión atmosférica.- Acero estructural de alta resistencia y baja aleación que puede ser expuesto al medio ambiente normal (no marino) sin ningún tipo de pintura protectora.

Agarre, longitud de apriete.- Espesor del material a través del cual pasa el perno.

AISI.- Instituto del Hierro y Acero de Estados Unidos de Norteamérica American

Alero de frontón (SF).- Es la proyección horizontal del techo medido desde la cara del muro exterior hasta el borde exterior del techo.

Altura principal de techo SF).- La altura desde el alero del techo y hasta el punto más alto del techo

Altura total de la lámina corrugada.- Altura de la placa colaborante, medida internamente por debajo del punto más bajo hasta el punto más alto en el tope.

Análisis de primer orden.- Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan en la geometría inicial de la estructura sin deformar; los efectos de segundo orden son despreciables.

Análisis de segundo orden.- Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan considerando la estructura deformada; a menos que sea especificado de otra manera.

Análisis elástico.- Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura recupera su geometría inicial cuando se retira la carga.

Análisis estructural.- Determinación de las solicitaciones en los miembros y conexiones utilizando los principios de la mecánica estructural.

Análisis inelástico.- Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico del material, incluye el análisis plástico.

Análisis plástico.- Análisis estructural suponiendo un comportamiento rígido-plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en toda la estructura y la fluencia no es excedida en ninguna parte de la misma.

Análisis plástico de primer orden.- Análisis estructural basado en la hipótesis de comportamiento rígido - plástico, es decir, se satisface el equilibrio de la estructura, las tensiones están bajo la tensión de fluencia y las condiciones de equilibrio se formulan en la estructura no deformada.

Análisis racional de Ingeniería.- Análisis basado la teoría apropiada para la situación, con datos experimentales relevantes si están disponibles, y el criterio del ingeniero.

Ancho efectivo.- El ancho reducido de una plancha o placa suponiendo una distribución uniforme de tensiones que produce la misma respuesta que la sección real sometida a un estado de tensiones no uniforme.

Ancho plano (HSS).- Ancho nominal de un perfil rectangular HSS menos las esquinas redondeadas (dos veces el radio externo de la esquina). En desconocimiento del radio de la esquina, el ancho plano puede ser tomado como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor de la plancha.

Ancho promedio del nervio.- El ancho promedio del nervio en una placa colaborante de acero.

Anclaje de succión (SF).- Es un sistema de anclaje que conecta los muros y pisos al muro en que se apoyan o la fundación, y que principalmente resiste las fuerzas de succión debido al viento o a las fuerzas sísmicas.

Ángulo conector (SF).- Es una pieza corta de acero de tipo ángulo (normalmente con un ángulo de 90 grados), que se usa típicamente para conexiones.

Aplastamiento (fluencia local por compresión).- Estado límite de fluencia local por compresión debido a la acción de aplastamiento de un miembro contra otro miembro o superficie.

Aplastamiento del alma.- Estado límite de falla local del plano del alma en la inmediata vecindad de una carga concentrada o reacción..

Aplastamiento del concreto.- Estado límite de falla por compresión en el concreto cuando éste alcanza la deformación de agotamiento.

Área neta.- Área total reducida para tomar en cuenta el material retirado.

Área neta efectiva.- Área neta modificada para tomar en cuenta el efecto del corte diferido o desfase del corte.

Área efectiva, de un perfil de acero.- Es el área total de las partes del perfil que se asume no sufren pandeo local. Es un criterio aproximado que permite evaluar el efecto de los pandeos locales, sin ser teóricamente exacto.

Área de alta sismicidad.- Es un territorio de la categoría sísmica D1 o D2, pudiendo emplearse otras designaciones en los países del área y conforme a las normas de cada país.

Área de vientos fuertes.- Es un área donde las velocidades de viento básicos son mayores de 180 km/h.

Arriostramiento diagonal, riostra diagonal.- Miembros estructurales inclinados dispuestos en los marcos arriostrados que resisten esencialmente carga axial.

Arriostramiento torsional.- Arriostramiento que resiste la torsión de una viga o columna.

Arriostramiento lateral.- Arriostramiento diagonal, muros de corte o miembros equivalentes que proporcionan estabilidad lateral en el plano.

Arriostramiento nodal.- Arriostramiento que previene el movimiento lateral o giro torsional independientemente de otros arriostramientos en los puntos de arriostramiento adyacentes.

Arriostramiento relativo.- Arriostramiento que controla el movimiento relativo entre dos puntos de arriostramiento adyacentes en la longitud de la viga o columna o referente al desplazamiento relativo de dos entrepisos en un pórtico (ver arriostramiento nodal).

Articulación o rótula plástica.- Zona de fluencia que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico. Se supone que el miembro rota como si estuviera articulado, excepto que tal rotación está restringida por el momento plástico.

ASD (Acrónimo de Diseño por Resistencias Admisibles).- Método para dimensionar componentes estructurales tal que las resistencias requeridas, calculadas con las combinaciones de cargas ASD no excedan las resistencias admisibles.

Aseguramiento de la calidad.- Sistema de actividades y controles implementados por el propietario o su representante, en el taller y en la obra, para propiciar en el mismo y las autoridades responsables de las edificaciones la confianza de que se han implementado y se cumple con los requisitos de calidad.

Atiesador de Rigidez.- Elemento estructural, usualmente una plancha o ángulo, que se fija a un miembro para distribuir cargas, transferir corte o prevenir el pandeo.

Atiesador de Carga.- Atiesador usado en puntos en los cuales actúan cargas concentradas o en los apoyos. Se posiciona ajustado entre las alas a ambos lados del alma de una viga de manera que la carga se transmite por aplastamiento.

Ático (SF).- Es el espacio generalmente no habitable que queda entre la cubierta y el cielo de una casa.

Atiesador o rigidizador diagonal.- Atiesador del alma de una columna en la zona panel o panel nodal, orientado diagonalmente entre las alas, a uno o ambos lados del alma.

Atiesador transversal.- Atiesador del alma orientada perpendicularmente a las alas y adosado al alma.

Balancín.- Apoyo con superficie curva en la cual el miembro que se apoya puede balancearse para adecuarse a las dilataciones térmicas.

Biela o barra de ojo.- Miembro traccionado conectado con pasador. El miembro será de espesor uniforme con extremos o cabezas forjadas o cortadas térmicamente con un ancho mayor que el del cuerpo. Las bielas se dimensionarán de tal manera que la resistencia del cuerpo y las cabezas extremas sean aproximadamente las mismas.

Bulón (SF).- Sinónimo de perno. Elemento de conexión de acero de cabeza hexagonal y vástago con hilo y tuerca.

Capacidad de rotación.- Es el incremento de rotación angular que un perfil dado es capaz de resistir ante una carga excesiva. La capacidad de rotación se define como la relación entre la rotación inelástica alcanzada y la rotación idealizada correspondiente a la primera fluencia.

Carga.- Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales.

Carga cíclica.- Carga externa variable, aplicada repetidamente y que puede solicitar en fatiga a la estructura.

Carga crítica.- Carga a la cual un miembro perfectamente recto puede adoptar una de las dos posiciones de equilibrio, según lo determine un análisis teórico de estabilidad. En miembros en compresión (columna), esta puede permanecer recta o adoptar una posición flectada. En el caso de miembros en flexión (viga), puede flectar y torcerse fuera de su plano, o permanecer flexionada en su plano.

Carga de diseño, acciones de cálculo.- Carga aplicada determinada de acuerdo con las combinaciones LRFD o ASD, la que sea aplicable.

Carga de servicio.- Carga con la cual se evalúa el estado límite de servicio.

Carga factorada.- Producto del factor de cargas por la carga nominal.

Carga lateral.- Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o el sismo.

Carga permanente.- Carga de aplicación prolongada en la cual las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud.

Carga variable.- Carga con variación sustancial en el tiempo. /. Carga no clasificada como carga permanente.

Cargas ficticias, cargas nocionales.- Carga virtual aplicada en un análisis estructural para tomar en cuenta los efectos desestabilizadores que de otra manera no están incluidos en las disposiciones de diseño.

Cargas verticales o gravitacionales.- Carga, producida por las cargas muertas, y vivas o similares, actuando hacia abajo.

Cartela de concreto.- Sección sólida de concreto que resulta por la interrupción de la losa colaborante a cada lado de la viga de un sistema de piso mixto.

Coeficiente de modificación de la respuesta sísmica.- Factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas para obtener las fuerzas sísmicas de diseño para un sistema estructural.

Columna.- Miembro estructural cuya principal función es resistir carga axial de compresión.

Combinación de cargas ASD.- Combinación de cargas establecidas en el código de construcción aplicable para el Método de las Resistencias Admisibles.

Combinaciones de cargas LRFD.- Combinaciones de las solicitaciones previstas en el código de construcción aplicable para el diseño según el método de los factores de carga y resistencia.

Componente estructural.- Miembro, conector, elementos de conexión o ensamblaje.

Concentración de tensiones.- Tensiones localizadas cuya intensidad es mucho mayor que el promedio (aún en secciones de espesor constante cargadas uniformemente) debido a cambios abruptos en la geometría o cargas localizadas.

Conector.- Término genérico para pernos, remaches u otros dispositivos de unión.

Conectores de corte, espárragos, espigas.- Pernos con cabeza, perfiles canal, planchas u otros perfiles soldados a miembros de acero y embebidos en concreto, que transmiten las fuerzas de corte en el interfaz entre los dos materiales del miembro mixto.

Conexión.- Combinación de elementos estructurales y elementos de unión para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

Contraflecha.- Curvatura introducida en una viga o viga enrejada (celosía) en sentido contrario a la flecha producida por las cargas.

Control de la calidad.- Sistema de control implementado en el taller y en la obra por el fabricante y el montador para asegurar que los requisitos contractuales y de las empresas de fabricación y de montaje se han satisfecho.

Corte horizontal.- En una viga compuesta, fuerza en el interfaz de las superficies de acero y concreto.

Diafragma.- Techo, piso u otra membrana o sistema de arriostramiento con suficiente rigidez en su plano, diseñado para transmitir las fuerzas horizontales al sistema de resistencia de fuerzas laterales.

Eje débil.- El eje menor principal de una sección transversal.

Eje fuerte.- El eje principal mayor de una sección transversal.

Ejes principales.- Son aquellos ejes perpendiculares que pasan por el centro de gravedad de una sección y respecto a los cuales sus momentos de inercia son máximo y mínimo, siendo el producto de inercia para éstos cero.

Empalme.- La conexión entre dos miembros o elementos estructurales unidos en sus extremos para formar un solo miembro o elemento más largo.

Estabilidad.- Condición que se alcanza al cargar un componente estructural, marco o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no producen grandes desplazamientos.

Estado límite.- La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto (estado límite de servicio) o para alcanzar el agotamiento de su capacidad resistente (estado límite resistente).

Factor de amplificación.- Factor que multiplica los resultados de un análisis de primer orden para estimar las solicitaciones de segundo orden.

Factor de carga.- Factor que considera las desviaciones de la carga real respecto a la carga nominal, las incertidumbres en el análisis que transforma las acciones en solicitaciones, y la probabilidad de que más de una carga extrema ocurra simultáneamente.

Factor de resistencia.- Factor que toma en cuenta las inevitables desviaciones de la resistencia real respecto a la resistencia teórica y de la forma del modo de falla y sus consecuencias.

Factor de seguridad.- Factor que toma en cuenta las desviaciones entre la resistencia real y la resistencia teórica, las desviaciones entre la carga real y la carga nominal, y las incertidumbres del análisis en la transformación de las cargas en solicitaciones, y la forma del modo de falla y sus consecuencias.

Fatiga.- Estado límite de inicio y crecimiento de fisuras y grietas resultantes de la aplicación repetida de cargas variables.

Fluencia.- Estado límite de deformación inelástica que ocurre después que se ha alcanzado la tensión de fluencia.

Fluencia (momento de fluencia).- Momento de flexión para el cual la fibra extrema de la sección alcanza la fluencia.

Fluencia (momento plástico).- Fluencia a través de la sección transversal de un miembro cuando el momento flector alcanza el momento plástico.

Inestabilidad.- Estado límite que se alcanza cuando al cargar un componente estructural, un pórtico o una estructura, en la cual, una ligera perturbación en las cargas o la geometría produce grandes desplazamientos.

Junta con soldadura de ranura de penetración parcial.- Soldadura de ranura en la cual la penetración es intencionalmente menor que el espesor completo del elemento conectado.

Longitud de desarrollo adecuada.- Barras de acero de refuerzo detalladas para fluir de una manera dúctil antes de que ocurra el aplastamiento del concreto. Las barras de refuerzo cumplirán las disposiciones del ACI 318 en relación a longitud de traslape, espaciamiento, y recubrimiento.

Longitud no arriostrada.- Distancia entre puntos arriostrados de un miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento.

Metal de aporte.- Metal o aleación que pasa del electrodo al metal base durante el proceso de fusión al efectuar una junta soldada.

Metal soldado.- Aquella parte del metal que se ha fundido durante el proceso de soldadura. El metal base está constituido por el metal base y el de aporte fundidos en el ciclo térmico de la soldadura.

Momento de inercia efectivo.- Momento de inercia basado en los anchos efectivos de los elementos que pandean localmente. También, el momento de inercia usado en el diseño de miembros de sección mixta con acción mixta parcial.

Momento plástico.- Momento resistente teórico de una sección que ha fluido completamente.

Pandeo.- Estado límite de cambio repentino en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus componentes en condición de carga crítica.

Pandeo lateral torsional.- Modo de pandeo de un miembro en flexión, que involucra flecha perpendicular al plano de flexión (flecha lateral) simultáneamente con un giro alrededor del centro de corte de la sección transversal.

Rango de tensiones de Diseño.- Cambio en la magnitud de las tensiones debido a la repetición de ciclos de carga y descarga de las cargas de servicio variables. En las zonas solicitadas a inversión de tensiones es la diferencia algebraica de los picos de tensiones.

Soldadura de filete.- Soldadura de sección transversal aproximadamente triangular que une las superficies de dos elementos que se traslapan o intersecan.

Soldadura de tope o canal.- Soldadura efectuada en la ranura entre dos elementos de conexión.

Soldadura de ranura.- Soldadura efectuada en un agujero alargado fundiendo un elemento en otro.

Soldadura de tope de penetración completa.- Soldadura de ranura que se extiende en todo el espesor de la unión.

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO III

Figura III - 1: Sección Transversal del Puente	33
Figura III - 2: Sección Tipo de Vereda	34
Figura III - 3: Ubicación de Posición Accidental	36
Figura III - 4: Esquema estructural para Cálculo de FD	45
Figura III - 5: Esquemas estructurales	49
Figura III - 6: Distribución de Rigidizadores	53
Figura III - 7: Transición entre placas de diferente ancho	60
Figura III - 8: Ubicación del Rigidizador Longitudinal	71
Figura III - 9: Configuración en Planta de los rigidizadores de apoyo	73
Figura III - 10: Sección transversal de viga con rigidizadores de apoyo	74
Figura III - 11: Configuración en planta de Arriostramientos inferiores	77
Figura III - 12: Detalle de Conexión de arriostramiento a placa	79
Figura III - 13: Configuración de Arriostramiento Lateral	83
Figura III - 14: Esquema de la configuración del Camber	95
Figura III - 15: Planta y elevación de Infraestructura	103
Figura III - 16: Elevación Lateral	104

CAPITULO IV

Figura IV - 1: Longitud efectiva para losas monolíticas con vigas	118
Figura IV - 2: Longitud efectiva para losas apoyadas sobre vigas	119
Figura IV - 3: Camión de Diseño (Componente de la Carga HL-93)	155

CAPITULO V

Figura V - 1: Recomendaciones de Diseño Cordón - Vereda	162
Figura V - 2: Típicas barandas para Tráfico Vehicular	163
Figura V - 3: Potencial de Impacto de las ruedas, parachoques o capó contra los postes	163
Figura V - 4: Mecanismo de tres líneas de rotura en una sección dentro del segmento del muro	169
Figura V - 5: Mecanismo de una línea de rotura en la cercanía a las juntas y el final de las barandas	170
Figura V - 6: Descripción del proceso de obtención del momento de rotura de una sección de Hormigón Armado	171
Figura V - 7: Diseño de parapeto adoptado para su análisis	175
Figura V - 8: Sección Transversal del Puente	180
Figura V - 9: Esquema estructural para el cálculo de Carga Muerta en Voladizo y Tramos	182
Figura V - 10: Ecuaciones para obtener el ancho de faja equivalente para momentos positivos y negativos	186
Figura V - 11: Modelo Estructural para un carril cargado	187
Figura V - 12: Modelo estructural para dos carriles cargados	188
Figura V - 13: Sección de diseño para momentos negativos	192
Figura V - 14: Esquema estructural para el Diseño del volado	198

Figura V - 15: Posiciones más críticas par la obtención del momento por carga viva	219
Figura V - 16: Predimensionamiento de Viga	231
Figura V - 17: Separación entre ejes del camión de diseño para el Estado Limite de Fatiga	234
Figura V - 18: Ubicaciones más probables del eje neutro plástico	239
Figura V - 19: Esquema de configuración del Arriostramientos inferiores	257
Figura V - 20: Configuración de los rigidizadores de apoyo en Elevación y en Planta	279
Figura V - 21: Art. 6.10.11.2.4b Sección efectiva	285
Figura V - 22: Camber adoptado	301

CAPITULO VII

Figura VII - 1: Camión de Diseño AASHTO ESTANDAR 2002 HS-25	313
Figura VII - 2: Camión de Diseño AASHTO LRFD Componente de la carga de diseño HL-93	313
Figura VII - 3: Esquema estructural Camión de Diseño HS-25	314
Figura VII - 4: Esquema estructural Carga viva de diseño HL-93 (Camión)	314
Figura VII - 5: Esquema estructural Carga viva de diseño HL-93 (Camión)	314

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II

Tabla II - 1: Coordenadas del Hidrograma Unitario	14
--	----

CAPITULO III

Tabla III - 1: Cálculo del Momento en el Voladizo	33
Tabla III - 2: Cálculo de Momento en Posición Accidental	36
Tabla III - 3: Resumen de Momentos por Carga Muerta y Carga Viva	38
Tabla III - 4: Determinación de Acero en Tablero	39
Tabla III - 5: Estimación de la Fuerza de Contracción y Temperatura	46
Tabla III - 6: Cálculo de Momentos por CM y C Posteriores	48
Tabla III - 7: Cálculo de Momentos por Carga Viva	51
Tabla III - 8: Resumen de Momentos (Valores más Altos)	51
Tabla III - 9: Cálculo de Cortes por carga permanente y carga viva pos.1 y carga equivalente.	56
Tabla III - 10: Resumen de Cortantes de mayor Valor	56
Tabla III - 11: Chequeo de esfuerzos en el Patín de Compresión	63
Tabla III - 12: Chequeo entre el espaciamiento entre rigidizadores	68
Tabla III - 13: Cálculo del Rango de Corte para Fatiga	89
Tabla III - 14: Cálculo de promedio de inercias y Momento de Contracción y Temperatura	93
Tabla III - 15: Estimación del camber de acuerdo a la formula de una ecuación de segundo grado	94
Tabla III - 16: Espesores mínimos de soldadura según AWS	98
Tabla III - 17: Cálculo del Peso del Estribo + Superestructura	106

CAPITULO IV

Tabla IV - 1: Combinación de Cargas y Factores de Carga	134
Tabla IV - 2: Factores de Carga para cargas Permanentes γ_p	135
Tabla IV - 3: Resumen de Combinaciones y Factores de Carga	136
Tabla IV - 4: Factores de Resistencia (Hormigón y Acero)	140
Tabla IV - 5: Factores de presencia múltiple (m)	141
Tabla IV - 6: Incremento por carga Dinámica (IM)	142
Tabla IV - 7: Ancho de Faja para diseño de Tablero	144
Tabla IV - 8: Recubrimientos de Hormigón	146

CAPITULO V

Tabla V - 1: Fuerzas de Diseño Transversal, Longitudinal y Vertical para barreras de tráfico vehicular	166
Tabla V - 2: Momentos por carga muerta no factorados divididos para el ancho de faja de 1000 mm en (N-mm/mm)	183
Tabla V - 3: Resumen de momentos por carga viva para uno y dos carriles cargados	190
Tabla V - 4: Momentos máximos positivos y negativos	191
Tabla V - 5: Resumen de Momentos últimos de Diseño	194

Tabla V - 6: Combinaciones y Factores de Carga para Estados Límites a Diseñar	209
Tabla V - 7: Factores de Resistencia para Acero Estructural	209
Tabla V - 8: Cálculo de Cargas por Contracción y Temperatura	213
Tabla V - 9: Discriminación de los componentes de carga muerta	214
Tabla V - 10: Resumen de momentos por carga muerta y cargas posteriores	216
Tabla V - 11: Cálculo de momentos por carga viva Tándem + Carga de Carril y Camión + Carga de carril.	220
Tabla V - 12: Cortantes por cargas permanentes	221
Tabla V - 13: Cálculo de cortes para Tándem + carril de diseño y Camión + carril de diseño	223
Tabla V - 14: Resumen de momentos por carga viva en estado límite de fatiga	234
Tabla V - 15: Cálculo de Y y M_p para sección de momentos positivos	240
Tabla V - 16: Constante A según categoría para diseño a fatiga	248
Tabla V - 17: Ciclos por pasada de camión, n	249
Tabla V - 18: Umbrales de fatiga para amplitud constante	249
Tabla V - 19: Fracción de tráfico de camiones de un único carril, p	250
Tabla V - 20: Tamaño mínimo de soldaduras de filete (AASHTO LRFD tabla 6.13.3.4-1)	289

CAPITULO VI

Tabla VI - 1: Rubros y Cantidades de obra Puente sobre el Rio Toachicito	309
---	-----

CAPITULO VII

Tabla VII - 1: Incremento por Carga Dinámica	315
Tabla VII - 2: Coeficientes γ y β AASHTO ESTANDAR Tabla 3.22.1A)	317
Tabla VII - 3: Combinaciones de Carga y Factores de Carga	319
Tabla VII - 3: Factores de Carga para cargas permanentes p	320
Tabla VII - 4: Factores de resistencia (AASHTO LRFD capítulos 5 y 6)	320

BIBLIOGRAFÍA

STANDARD SPECIFICACIONES for HIGHWAY BRIDGES 16va. Edición 1996
AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION
OFFICIALS.

LRFD SPECIFICACIONES for HIGHWAY BRIDGES 4ta. Edición 1998 AMERICAN
ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA
CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO

Mc CORMAC JACK, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MÉTODO LRFD 2da.
Edición

DIEGO CERNUSCHI, BARANDALES EN LOS PUENTES CARRETEROS ESTÁTICA
Y ESTÉTICA DEPARTAMENTO DE OBRAS DE ARTE

CÉSAR MEDINA, ESTRUCTURAS DE ACERO ANÁLISIS BÁSICO 2da. Edición

BRAJA M. DAS, PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIÓN 5ta Edición

CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN QUITO, MANUAL DE ANÁLISIS DE PRECIOS
UNITARIOS REFERENCIALES 6ta Edición.

CANTER LARRY, MANUAL DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL 2da
Edición

ACEVEDO J. M. Y G. ACOSTA MANUAL DE HIDRÁULICA 6ta Edición